

DIMENSIONAMENTO E COMPORTAMENTO SÍSMICO DE SISTEMAS METÁLICOS DUAIS

ANTÓNIO MANUEL SAMPAIO GUEDES

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 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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

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

Em memória de Diogo Moraes

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos os que estiveram presentes ao longo da minha vida académica em especial:

Aos meus pais por todo o apoio e paciência que tiveram ao longo do meu período académico.

Aos meus amigos pelos bons momentos passados ao longo destes anos e principalmente pelo apoio incondicional prestado durante a realização desta dissertação, em especial ao Zé Mário, Flávio, Jorge e Anita.

À minha namorada, Inês França, pelo apoio, paciência, compreensão e consideração na realização desta dissertação.

Ao meu orientador Professor Doutor José Miguel Castro por toda a dedicação, apoio e disponibilidade prestada ao longo destes seis meses.

Por fim ao engenheiro Luís Macedo pelo interesse, disponibilidade, paciência e pela ajuda essencial na realização deste trabalho.

RESUMO

As estruturas metálicas apresentam-se como sistemas bastante eficazes do ponto de vista de resistência sísmica. De entre as tipologias mais adoptadas em estruturas localizadas em regiões sísmicas destacam-se os pórticos simples constituídos por ligações rígidas e os sistemas contraventados concêntricos ou excêntricos. Cada uma destas tipologias apresenta vantagens e desvantagens em função do seu tipo de aplicação. Apesar disso, nem umas nem outras conduzem necessariamente às soluções mais optimizadas do ponto de vista económico. As soluções duais, constituídas por pórticos semi-rígidos reforçados com elementos de contraventamento, apresentam-se como alternativas bastante atractivas às soluções metálicas tradicionais acima descritas, sobretudo por estarem associadas a uma optimização da quantidade de aço empregue. Apesar das vantagens dos sistemas duais, identificam-se no entanto algumas limitações na sua utilização, nomeadamente a maior complexidade em termos do dimensionamento das ligações e a escassez de regras de dimensionamento sísmico na regulamentação europeia.

Esta dissertação tem como objectivo estudar a viabilidade da utilização de pórticos duais em estruturas localizadas em zonas sísmicas. Para o efeito considera-se uma estrutura de um edifício de habitação com 5 pisos para o qual se adoptam três tipos de soluções porticadas, nomeadamente pórticos simples (ligações rígidas), pórticos com contraventamentos centrados e pórticos duais (pórticos de ligações semi-rígidas com adição de contraventamentos). Os dimensionamentos são efectuados de acordo com os Eurocódigos 3 e 8 para dois níveis de sismicidade distintos (Lisboa e Lagos). Nos dimensionamentos sísmicos adopta-se uma metodologia designada por *Improved Force Based Design* (Vilani et al, 2009) para determinação do coeficiente de comportamento.

Numa comparação inicial verifica-se uma menor quantidade de aço utilizada nos pórticos duais quando comparado com os outros sistemas estruturais. A avaliação do comportamento sísmico efectuada com recurso a análises estáticas não lineares (*pushover*) permite concluir que as soluções constituídas por pórticos duais apresentam um comportamento mais estável em regime não linear quando comparadas com as soluções constituídas por pórticos com contraventamento centrado e, por outro lado, estão associadas a uma maior exploração de ductilidade quando comparadas com as soluções porticadas simples (ligações rígidas).

PALAVRAS-CHAVE: Pórticos Metálicos, Sistemas Duais, Dimensionamento Sísmico, Análise Não-Linear, Eurocódigo 8, Ligações Semi-Rígidas,

ABSTRACT

Steel structures are known to be effective solutions in terms of seismic resistance. Among the different typologies adopted in seismic regions are the moment-resisting frames, the concentrically braced frames and the eccentric braced frames. Each of these framing systems present several advantages and disadvantages in terms of its application. Nevertheless, they are not necessarily the most optimal solutions from an economical point of view. Dual systems, consisting of semi-rigid frames coupled with braces, are an attractive alternative to the conventional steel solutions described above. This is largely due to the fact that dual systems are associated with an efficient use of steel material. Despite the advantages of dual systems, some limitations can be identified which result in a limited use of these solutions in design practice. One of the limitations is the complexity involved in the connection design and the other is lack of design rules in the European seismic code.

This dissertation aims to study the feasibility of using dual systems in structures located in seismic regions. To this end, a 5-storey residential building is considered for which three framing solutions are adopted, namely moment-resisting frames, concentrically braced frames and dual frames (semi-rigid frames reinforced with concentric braces). The designs are carried out in accordance with Eurocodes 3 and 8 for two different Portuguese seismicity levels (Lisbon and Lagos). For the selection of the behaviour factor in seismic design, the Improved Force Based Design methodology (Vilani et al, 2009) is adopted.

A direct comparison of the various structural solutions confirms that dual frames lead to lighter solutions and are therefore associated with a more optimized use of steel material. The seismic behaviour assessment, carried out with resort to nonlinear static (or pushover) analysis, indicates that dual frames exhibit more stable nonlinear behaviour in comparison with concentrically braced frames and, on the other hand, are associated with a greater exploitation of ductility in comparison with moment-resisting frames.

KEYWORDS: Steel Frames, Dual Systems, Seismic Design, Nonlinear Analysis, Eurocode 8, Semi-Rigid Connections

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
ÍNDICE DE QUADROS.....	XIII
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	XVII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVO	2
1.3. ESTRUTURA DA TESE.....	2
2 DIMENSIONAMENTO SÍSMICO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8	3
2.1. ACÇÃO DE SISMOS SOBRE OS EDIFÍCIOS	3
2.1.1. A ACÇÃO SÍSMICA	3
2.1.2. CRITÉRIOS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	4
2.1.3. RESPOSTA ESTRUTURAL À ACÇÃO SÍSMICA	4
2.1.4. MÉTODOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO	6
2.1.5. DIMENSIONAMENTO POR CAPACIDADE RESISTENTE (CAPACITY DESIGN).....	8
2.2. REGRAS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO NO EUROCÓDIGO 8	8
2.2.1. DESCRIÇÃO	8
2.2.2. CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE	9
2.2.3. COMBINAÇÕES DA ACÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS ACÇÕES	9
2.2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	10
2.3. REGRAS ESPECÍFICAS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS.....	12
2.3.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	12
2.3.2. PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO E COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	13
2.3.3. PÓRTICOS SIMPLES	15
2.3.4. PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CENTRADO.....	16
2.3.5. PÓRTICOS DUAIS.....	18
2.4. CONCLUSÃO	18
3 DESCRIÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA ANALISADA.....	19
3.1. INTRODUÇÃO	19

3.2. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA.....	19
3.3. CASOS CONSIDERADOS	20
3.4. CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AO DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO PARA OS DIFERENTES PÓRTICOS.....	21
3.5. ACÇÃO SÍSMICA	24
3.6. CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO	27
3.6.1. PÓRTICOS SIMPLES	28
3.6.2. PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTOS CENTRADOS	28
3.6.3. PÓRTICO DE LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS.....	29
3.7. SOLUÇÕES OBTIDAS.....	30
3.7.1. DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO	30
3.7.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO	32
3.8. COMPARAÇÃO DOS CINCO CASOS.....	37
3.8.1. DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO	37
3.8.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO	38
3.9. CONCLUSÃO.....	40
4 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO	41
4.1. INTRODUÇÃO	41
4.2. ANÁLISE ESTATICA NÃO LINEAR (PUSHOVER).....	42
4.3. PROGRAMA DE CÁLCULO	42
4.4. MODELAÇÃO E PROCEDIMENTOS ADOPTADOS NA ANÁLISE	43
4.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	43
4.4.2. PÓRTICOS SIMPLES	45
4.4.3. PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CENTRADO	46
4.4.4. PÓRTICOS DUAIS	47
4.5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	48
4.5.1. PÓRTICOS SIMPLES	49
4.5.2. PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CENTRADO	51
4.5.3. PÓRTICOS DUAIS	54
4.6. CONCLUSÃO.....	58
5 CONCLUSÃO.....	59
5.1. CONCLUSÕES FINAIS	59
5.2. RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	60
BIBLIOGRAFIA.....	61
ANEXOS	63
A.1. RESUMO DOS DIMENSIONAMENTOS SÍSMICOS	65

CASO Nº 1 - LAGOS.....	65
CASO Nº 2 - LAGOS.....	66
CASO Nº 3 - LAGOS.....	67
CASO Nº 4 - LAGOS.....	69
CASO Nº 5 - LAGOS.....	71
CASO Nº 1 - LISBOA	73
CASO Nº 2 - LISBOA	74
CASO Nº 3 - LISBOA	75
CASO Nº 4 - LISBOA	77
CASO Nº 5 - LISBOA	79
A.2. EXEMPLO DE UM FICHEIRO DE INPUT DO OPENSEES PARA O PÓRTICO SEMI-RÍGIDO	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Efeitos destrutivos da acção sísmica.....	3
Fig. 2.2 - Esquema de uma curva <i>pushover</i>	7
Fig. 2.3 - Mecanismo <i>soft-storey</i>	8
Fig. 2.4 - Estrutura bem dimensionada	8
Fig. 2.5 - Pórtico simples (zonas dissipativas nas vigas e na base das colunas)	12
Fig. 2.6 - Pórticos com contraventamentos diagonais centrados.	12
Fig. 2.7 - Pórticos com contraventamentos em V centrados.	13
Fig. 2.8 - Pórticos com contraventamentos excêntricos.	13
Fig. 2.9 - Método de cálculo dos valores de A^+ e A^-	17
Fig. 3.1 - Planta do edifício em estudo.....	19
Fig. 3.2 - Disposições nos pórticos considerados nos casos 1 e 3	20
Fig. 3.3 - Disposições dos pórticos considerados nos casos 2 e 4.....	20
Fig. 3.4 - Disposições dos pórticos considerados no Caso 5	21
Fig. 3.5 - Distribuição das cargas por piso.....	22
Fig. 3.6 - Espectros elásticos previstos no EC8 para a região de Lagos	26
Fig. 3.7 - Espectros elásticos previstos no EC8 para a região de Lisboa	26
Fig. 3.8 - Classificação da rigidez das ligações segundo o EC3	29
Fig. 3.9 - Secções finais para os pórticos simples em Lagos	33
Fig. 3.10 - Secções finais para os pórticos rígidos em Lisboa.....	33
Fig. 3.11 - Secções Finais dos pórticos contraventados para os dois casos e duas localidades	35
Fig. 3.12 - Pórtico semi-rígido central (Caso 5)	37
Fig. 3.13 - Pórtico dual lateral (Caso 5)	37
Fig. 3.14 - Quantidades de aço para Lagos e Lisboa	39
Fig. 3.15 - Quantidades de aço para os casos todos em Lagos e Lisboa considerando apenas os pórticos na direcção y	40
Fig. 4.1 - Esquema de uma curva <i>pushover</i>	42
Fig. 4.2 - Perfil metálico tipo.....	44
Fig. 4.3 - Comportamento do material “hardening”	44
Fig. 4.4 - Ligação.....	45

Fig. 4.5 - Esquema do programa	45
Fig. 4.6 - Ligação	46
Fig. 4.7 - Esquema da ligação	46
Fig. 4.8 - Secção tipo dos elementos de contraventamento definida pelo programa	47
Fig. 4.9 - Lei de comportamento "Elastic"	48
Fig. 4.10 - Lei de comportamento "ElasticPP"	48
Fig. 4.11 - Curva <i>pushover</i> Caso nº 1	49
Fig. 4.12 - Curva <i>pushover</i> Caso 2	50
Fig. 4.13 - Curvas <i>pushover</i> totais do edifício para os casos 1 e 2	50
Fig. 4.14 - Curva esforço axial/ deformação axial do contraventamento do 1º andar à compressão...	51
Fig. 4.15 - Curva esforço axial/deformação do contravenamento do 1º andar à tracção	52
Fig. 4.16 - Curva <i>pushover</i> do Caso 3	52
Fig. 4.17 - Curva <i>pushover</i> do Caso 4	53
Fig. 4.18 - Comparação das curvas <i>pushover</i> nos Casos 3 e 4	53
Fig. 4.19 - Comparação das Resistências dos semi-rígidos para diferentes tipos de carga vertical ...	54
Fig. 4.20 - Curvas <i>pushover</i> para os pórticos semi-rígidos para diferentes resistências das ligações	55
Fig. 4.21 - Curvas <i>pushover</i> para os diferentes níveis de resistência das ligações (Caso 5)	55
Fig. 4.22 - Curvas <i>pushover</i> dos 5 casos considerados	56
Fig. 4.23 - Relação da ductilidade exigida nos diferentes casos	57

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Valores de φ	10
Quadro 2.2 - Limites a considerar	11
Quadro 2.3 - Requisitos relativos à classe de secção transversal	14
Quadro 2.4 - Limites superiores dos valores dos coeficientes de comportamento para estruturas metálicas	14
Quadro 3.1 - Casos de dimensionamento para ambas as localidades	20
Quadro 3.2 - Carga gravítica por piso	21
Quadro 3.3 - Cargas verticais aplicadas nos pórticos centrais	22
Quadro 3.4 - Cargas verticais aplicadas nos pórticos laterais	22
Quadro 3.5 - Quantificação das imperfeições globais nos pórticos centrais	24
Quadro 3.6 - Quantificação das imperfeições globais nos pórticos laterais	24
Quadro 3.7 - Valores de referência para a localidade de Lagos	25
Quadro 3.8 - Valores de referência para a localidade de Lisboa.....	25
Quadro 3.9 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos simples centrais	30
Quadro 3.10 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos simples laterais	30
Quadro 3.11 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos articulados centrais	31
Quadro 3.12 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos articulados laterais	31
Quadro 3.13 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos semi-rígidos	31
Quadro 3.14 - Soluções finais do dimensionamento sísmico	32
Quadro 3.15 - Soluções finais do dimensionamento sísmico	34
Quadro 3.16 - Secções dos elementos de contraventamento	35
Quadro 3.17 - Secções finais do dimensionamento sísmico para os pórticos extremos semi-rígidos	36
Quadro 3.18 - Dimensões das vigas secundárias	37
Quadro 3.19 - Peso total de aço após o dimensionamento gravítico	38
Quadro 3.20 - Peso total de aço para os diferentes casos e localidades.....	38
Quadro 3.21 - Peso total por edifício considerando apenas os pórticos na direcção y	39
Quadro 4.1 - Diferença dos momentos resistentes.....	43
Quadro A.1 - Valor característicos Caso 1 - Lagos.....	65
Quadro A.2 - Forças de Dimensionamento Caso 1 - Lagos	65

Quadro A.3 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 1 - Lagos.....	65
Quadro A.4 - Valor característicos Caso 2 - Lagos.....	66
Quadro A.5 - Forças de Dimensionamento Caso 2 - Lagos.....	66
Quadro A.6 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 2 - Lagos.....	66
Quadro A.7 - Valor característicos Caso 3 - Lagos.....	67
Quadro A.8 - Forças de Dimensionamento Caso 3 - Lagos.....	67
Quadro A.9 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 3 - Lagos.....	67
Quadro A.10 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 3 - Lagos.....	68
Quadro A.11 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 3 - Lagos.....	68
Quadro A.12 - Valor característicos Caso 4 - Lagos.....	69
Quadro A.13 - Forças de Dimensionamento Caso 4 - Lagos.....	69
Quadro A.14 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 4 - Lagos.....	69
Quadro A.15 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 4 - Lagos.....	70
Quadro A.16 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 4 - Lagos.....	70
Quadro A.17 - Valor característicos Caso 5 - Lagos.....	71
Quadro A.18 - Forças de Dimensionamento Caso 5 - Lagos.....	71
Quadro A.19 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 5 - Lagos.....	71
Quadro A.20 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 5 - Lagos.....	72
Quadro A.21 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 5 - Lagos.....	72
Quadro A.22 - Valor característicos Caso 1 - Lisboa.....	73
Quadro A.23 - Forças de Dimensionamento Caso 1 - Lisboa.....	73
Quadro A.24 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 1 - Lagos.....	73
Quadro A.25 - Valor característicos Caso 2 - Lisboa.....	74
Quadro A.26 - Forças de Dimensionamento Caso 2 - Lisboa.....	74
Quadro A.27 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 2 - Lagos.....	74
Quadro A.28 - Valor característicos Caso 3 - Lisboa.....	75
Quadro A.29 - Forças de Dimensionamento Caso 3 - Lisboa.....	75
Quadro A.30 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 3 - Lisboa.....	75
Quadro A.31 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 3 - Lisboa.....	76
Quadro A.32 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 3 - Lisboa.....	76
Quadro A.33 - Valor característicos Caso 4 - Lisboa.....	77
Quadro A.34 - Forças de Dimensionamento Caso 4 - Lisboa.....	77
Quadro A.35 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 4 - Lisboa.....	77

Quadro A.36 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 4 - Lisboa.....	78
Quadro A.37 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 4 - Lisboa.....	78
Quadro A.38 - Valor característicos Caso 5 - Lisboa.....	79
Quadro A.39 - Forças de Dimensionamento Caso 5 - Lisboa	79
Quadro A.40 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 5 - Lisboa.....	79
Quadro A.41 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 5 - Lisboa.....	80
Quadro A.42 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 5 - Lisboa.....	80

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

DEC - Departamento de Engenharia Civil

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

EC3 – Eurocódigo 3

EC8 – Eurocódigo 8

ELU – Estado Limite Último

ELD – Estado de Limite de Serviço

q – coeficiente de comportamento

d_r – Deslocamento relativo entre pisos

DCL – Ductility Class Low (classe de ductilidade baixa)

DCM – Ductility Class Medium (classe de ductilidade média)

DCH – Ductility Class High (classe de ductilidade alta)

a_g – Valor de cálculo da aceleração em rocha

T_B – Período referente ao início do troço de aceleração constante no espectro de aceleração do Eurocódigo 8

T_C – Período referente ao final do troço de aceleração constante no espectro de aceleração do Eurocódigo 8

T_D – Período referente ao início do troço de deslocamento constante no espectro de aceleração do Eurocódigo 8

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A engenharia sísmica é uma das áreas de engenharia que tem sido objecto de um estudo intensivo nas últimas décadas. Ao invés de tentar compreender quando, onde e como haverá a ocorrência de uma catástrofe sísmica, procura sobretudo encontrar formas de preparar as estruturas de modo a minimizar os efeitos sobre os edifícios após a actuação de uma acção sísmica. O intuito não é só o de evitar a perda de vidas humanas mas também de minimizar os danos nos edifícios que permitam a reabilitação estrutural a custos aceitáveis.

Ao longo dos anos foi possível perceber o efeito destrutivo dos sismos. Em Portugal o caso mais gravoso ocorreu em 1755 em Lisboa, onde parte da cidade ficou destruída levando a uma elevada perda de vidas humanas. É possível mencionar que após este ano, houve um aumento da preocupação na resistência à acção sísmica na concepção de estruturas, onde fora introduzido um sistema denominado de “gaiola pombalina” que consistia basicamente numa estrutura triangulada tridimensional de madeira.

Actualmente para além do critério de não colapso de uma estrutura quando sujeita a um estado sísmico, os regulamentos, em específico o *Eurocódigo 8 (2010)*, especificam um novo critério denominado de limitação dos danos impostos a uma estrutura. Entramos então num caso em que o principal objectivo em limitar os danos advém do facto de permitir que o seu uso se mantenha após a ocorrência do sismo sem que haja reparações de fundo associadas a custos demasiadamente elevados.

É fulcral perceber que o futuro da engenharia sísmica, não passa eventualmente, por saber exactamente a localização espacial e temporal da ocorrência de um determinado sismo, mas sim a garantia de que as estruturas estão preparadas para que seja permitido resistirem às forças sísmicas sem danos significativos. O estudo do fenómeno sísmico, incluindo a previsão da ocorrência, são objectos de estudo de outras ciências.

1.2. OBJECTIVO

Esta dissertação tem como principal objectivo de estudar o comportamento de estruturas metálicas duais quando sujeitos à acção sísmica.

Entende-se por estruturas porticadas duais aquelas que são constituídas por pórticos semi-rígidos acoplados a elementos de contraventamento. Estas estruturas são bastante eficientes do ponto de vista económico já que estão associadas a processos de cálculo bastante optimizados. O sistema semi-rígido resiste às acções verticais de forma eficiente e os elementos de contraventamento conferem a rigidez e resistência sísmica lateral necessária.

No processo do dimensionamento gravítico irá ser introduzida uma metodologia que tem como principal objectivo o de reduzir as secções das vigas. Essa metodologia tem como fundamento igualar os momentos positivos aos negativos através da introdução de ligações semi-rígidas, que como o próprio nome indica reduzem a rigidez da ligação viga-pilar.

O cálculo da rigidez segue a proposta efectuada por *Cabrero, E. Bayo (2005)*, e irá ser discutida ao longo desta dissertação. Deve salientar-se que irá ser admitido no trabalho que as ligações semi-rígidas, apesar de terem uma rigidez inferior, são totalmente resistentes.

Um outro objectivo desta dissertação é a avaliação do comportamento dos diferentes sistemas estruturais com base em análises estáticas não-lineares.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

Esta dissertação está subdividida em duas partes que percorrem cinco capítulos. Inicialmente irá ser efectuado um dimensionamento gravítico e sísmico de uma estrutura de cinco pisos considerando diferentes soluções estruturais sendo comparadas as várias soluções obtidas. Na segunda parte será elaborada uma avaliação do comportamento não linear das estruturas dimensionadas.

O primeiro capítulo é constituído pela introdução à dissertação, pela apresentação dos objectivos e a estrutura da dissertação.

O segundo capítulo é constituído pela pesquisa bibliográfica, onde é descrito mais pormenorizadamente o significado da acção sísmica, o efeito desta sobre as estruturas e os métodos de análise. Numa segunda parte são descritas as regras gerais definidas no EC8 aplicadas às estruturas metálicas, bem como algumas metodologias que irão ser usadas no dimensionamento.

O terceiro capítulo incorpora a apresentação da estrutura em estudo, bem como o dimensionamento gravítico e sísmico de todos os casos considerados e uma breve comparação em termos de quantidade de aço utilizada em cada um dos casos.

No quarto capítulo apresenta-se uma introdução ao funcionamento do programa *OpenSEES*, *PEER (2006)*, bem como os resultados da análise não linear para cada um dos casos.

No último capítulo apresentam-se as conclusões finais dos resultados obtidos e recomendações futuras, seguidos pela bibliografia recorrida e anexos.

2

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

2.1. ACÇÃO DE SISMOS SOBRE OS EDIFÍCIOS

2.1.1. A ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica tem vindo a ser objecto de estudo ao longo dos séculos. Uma grande preocupação actual é o efeito destrutivo dos sismos nos edifícios, bem como nas estruturas geológicas podendo eventualmente provocar deslizamentos de encostas, soterrando o que eventualmente se encontre por baixo ou arrastando construções que se encontrem sobre estes. Actualmente é extremamente complicado saber quando e onde haverá ocorrência de uma rotura de uma falha geológica.

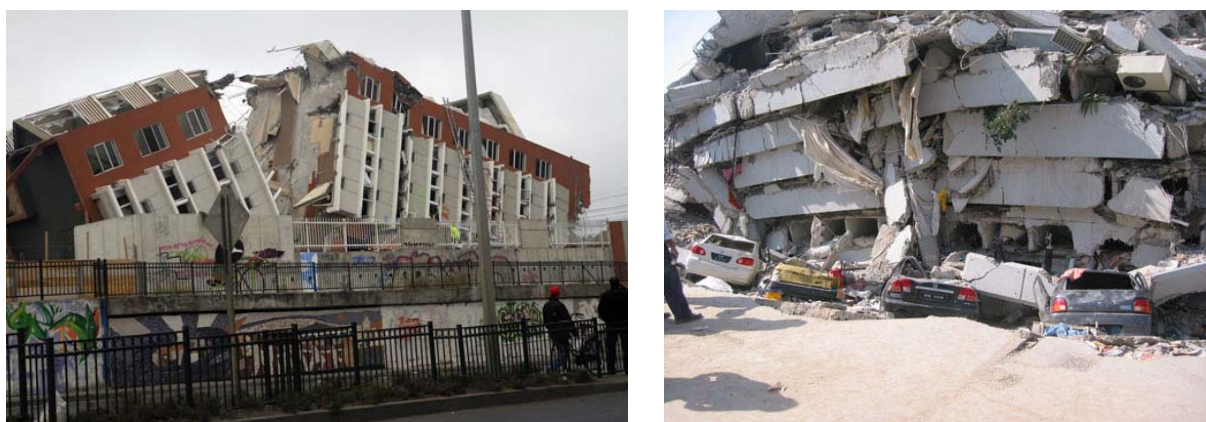


Fig. 2.1 - Efeitos destrutivos da acção sísmica

A ocorrência de ondas sísmicas é consequência de uma perturbação do estado de equilíbrio do interior da Terra através de uma rotura de uma falha geológica, resultando numa libertação de energia elástica previamente acumulada. Esta propagação a grande velocidade de ondas sísmicas, ao passarem por um determinado ponto da superfície terrestre provoca vibrações do solo com deslocamentos rápidos capazes de induzir, em altura, forças de inércia ou deslocamentos diferenciais suficientemente importantes para as estruturas aí fundadas. Este tipo de manifestações num dado local depende essencialmente da magnitude de um sismo, do tipo de rotura na falha e da distância à falha, bem como da capacidade de propagação no solo das ondas sísmicas, uma vez que os solos brandos tendem a amplificar as ondas de maiores períodos.

Na actualidade ainda não existe a capacidade de determinar com um bom grau de fiabilidade quando e onde ocorrerão sismos. De acordo com os esforços que têm vindo a ser efectuados no domínio da engenharia sísmica, acredita-se que no futuro será possível prever a ocorrência de sismos com uma precisão equiparada à que hoje em dia prevemos para condições atmosféricas.

Neste momento, a forma principal para caracterizar um sismo é, ao invés de usar uma caracterização determinística (saber se numa determinada zona um sismo com uma magnitude vai ocorrer num determinado período de tempo), avaliar a probabilidade de esse sismo ocorrer durante esse mesmo período de tempo.

A definição probabilística da acção sísmica tem como base dados históricos existentes relativamente à sismicidade numa determinada zona geográfica. Uma vez que num determinado território nem todas as zonas possuem a mesma sismicidade, é importante subdividir o território em várias zonas de sismicidade diferente. Esta divisão é obtida principalmente através da envolvente de zonas de fronteira de placas tectónicas distintas e de falhas. Como foi dito anteriormente, é possível caracterizar um dado local quanto à acção sísmica através da análise estatística dos dados existentes para esse local. Assim, é possível dividir o fenómeno da acção sísmica num local em dois processos, que são fenómeno da ocorrência e da propagação das ondas.

O primeiro conceito incorpora a distribuição, o local e a magnitude dos sismos ao longo do tempo enquanto que o segundo conceito tem a ver com a capacidade de propagação das ondas no tipo de terreno em questão.

Do ponto de vista regulamentar, o Eurocódigo 8 incorpora um zonamento sísmico para o território português para cada um dos tipos de acção sísmica, intraplaca e interplaca. As primeiras são caracterizadas por uma magnitude elevada, maior duração e frequências mais baixas e as segundas têm menor magnitude, menor duração e frequências mais elevadas. (*Lopes, 2008*).

2.1.2. CRITÉRIOS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Para que a resistência sísmica de um determinado edifício, em qualquer direcção horizontal, seja atingida é necessário ter em conta alguns conceitos básicos na forma e tipo de edifício.

O principal critério que conduz a um bom funcionamento da estrutura quando sujeita à acção sísmica é a simplicidade estrutural. Este critério tem como principal objectivo garantir que o edifício é concebido com formas simples e regulares que conduzam à uniformidade e simetria. É fulcral a concepção de estruturas uniformes em termos de distribuição de massas, tanto no plano horizontal como em altura, e que sejam o mais próximo possível simétrica nas suas direcções ortogonais. Este tipo de configuração conduz à redução de efeitos torsionais que podem ser bastante prejudiciais na resposta sísmica da estrutura.

A redundância estrutural é outro critério bastante importante e tem como principal objectivo garantir que há possibilidade de haver encaminhamento de esforços para outros elementos caso haja a plastificação de um outro elemento, garantindo assim que após a primeira plastificação o edifício não sofrerá grandes danos estruturais. (*Lopes, 2008*).

2.1.3. RESPOSTA ESTRUTURAL À ACÇÃO SÍSMICA

Como foi dito anteriormente, um sismo caracteriza-se pela actuação de vibrações no solo, as quais são transmitidas às estruturas criando forças de inércia que provocam a deformação da estrutura durante

um sismo o que conduz à transformação de energia cinética em energia potencial de deformação da estrutura e vice-versa. Este tipo de variação vai reduzindo após a actuação do sismo até que o edifício pára de oscilar. Isto deve-se à existência de amortecimento viscoso nas estruturas, havendo assim dissipação total da energia mecânica (soma de ambas as energias descritas anteriormente).

A resposta dinâmica de uma estrutura é estudada analisando o seu comportamento oscilatório através dos seus modos de vibração. Cada modo está associado a um tipo de deformada estrutural, que através do deslocamento de um piso, nos permite a determinação dos deslocamentos dos outros pisos, sendo assim possível caracterizar a deformada final da estrutura. O número de modos de vibração de uma estrutura é igual ao número de graus de liberdade considerados na análise da estrutura.

No cálculo de estruturas, a sua resposta dinâmica é estimada com base na contribuição dos primeiros modos de vibração, uma vez que são estes os mais relevantes em termos de resposta sísmica. Os modos de vibração mais elevados poderão eventualmente afectar as estruturas em casos de edifícios altos e ou irregulares em altura.

A característica dinâmica mais importante num edifício é a sua frequência ou período fundamental. O período fundamental é o tempo que um sistema estrutural leva a completar um ciclo e é o inverso da frequência. A frequência é dada pela seguinte expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.1)$$

em que K e M são a rigidez e a massa do sistema estrutural, respectivamente.

Para edifícios mais pequenos o período é menor, enquanto edifícios altos apresentam um período superior. O tipo de resposta de uma estrutura a um sismo depende não só da intensidade do sismo, mas também da proximidade da frequência do sismo à frequência fundamental da própria estrutura. Para frequências mais baixas e mais altas do que a frequência da estrutura, o edifício tende a movimentar-se com o solo diminuindo assim a deformação da própria estrutura. No entanto, quando uma das frequências do sismo se aproxima de uma das frequências naturais da estrutura, os seus efeitos sobre a estrutura são amplificados, entrando-se numa situação de ressonância, sendo este o caso mais gravoso que implica grandes deformabilidades podendo conduzir efeitos catastróficos.

Com base no que foi dito anteriormente, é possível correlacionar cada estrutura a um dado tipo de sismo prescrito na regulamentação portuguesa. Os edifícios mais baixos, com frequências maiores, são mais afectados pela acção de um sismo próximo e um solo de fundações rochoso, enquanto que estruturas com frequências mais baixas (edifícios mais altos), são mais afectados por sismos distantes e localizados em solos de fundações moles.

A análise da resistência de uma determinada estrutura à acção de um sismo pode ser feita por via experimental ou por via analítica. A via experimental tem por base a aplicação de forças ou deslocamentos a modelos à escala real ou reduzida, enquanto que a via analítica baseia-se fundamentalmente em modelos matemáticos que simulam o comportamento real da estrutura. (Lopes, 2008).

2.1.4. MÉTODOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

A determinação dos efeitos da acção sísmica pode ser efectuada através de análises elásticas lineares e/ou análises não lineares. A primeira subdivide-se em análises estáticas equivalentes e análises modais por espectros de resposta e a segunda em análises estáticas e dinâmicas.

Para intensidades sísmicas elevadas a resposta dinâmica de uma estrutura (variação da acção ao longo do tempo) pode levar a que sejam ultrapassados os limites elásticos dos materiais levando a que se inicie uma resposta em regime não linear. Na investigação, e no caso de estruturas com grau de importância elevado, de modo a ter em conta os efeitos não lineares são geralmente efectuadas análises não lineares. No caso de estruturas correntes são efectuadas análises lineares dividindo-se os esforços por um coeficiente de comportamento, que têm em conta a resposta em regime plástico. Os coeficientes de comportamento dependem essencialmente do material e do tipo de sistema estrutural (porticadas, com elementos de contraventamento, etc).

As análises estáticas equivalentes são usadas em edifícios com comportamento dinâmico governado pelo 1º modo de vibração, ou seja, edifícios regulares em planta e em altura. Para esse efeito são utilizadas forças estáticas ao nível de cada piso. Como será descrito mais adiante, o Eurocódigo 8 designa este processo de “Método da Forças horizontais” o qual será utilizado ao longo desta dissertação. Neste método a distribuição de forças por piso é feita tendo em conta, a massa de cada piso e o modo como a estrutura se deforma. No Eurocódigo 8 admite-se que estas forças aumentam em altura de forma semelhante à do 1º modo de vibração, que é caracterizado por aumento de deslocamentos e acelerações em altura.

Nas análises modais por espectro de resposta calculam-se os esforços e deslocamentos máximos através das respostas máximas obtidas para cada modo de vibração. Estes valores máximos correspondem ao valor espectral para uma determinada frequência de um modo e são posteriormente combinadas recorrendo a combinações quadráticas (simples ou completa).

Das diversas metodologias de avaliação do coeficiente de comportamento de uma determinada estrutura, são referenciadas nesta dissertação o método do EC8 ou o método IFBD (*Improved Force-Based Design*) proposta por Vilani et al (2009).

O método do EC8 baseia-se no pressuposto que estruturas com características idênticas e regulares quer em planta quer em altura estão associadas gama de valores característicos do coeficiente de comportamento. De seguida está demonstrada a sequência de cálculo do coeficiente de comportamento para este método. Nos próximos subcapítulos irá ser discutido os valores do coeficiente de comportamento atribuídos pelo regulamento.

- Dimensionamento Gravítico
- Cálculo do corte basal elástico, através do período da estrutura
- Verificação do deslocamento máximo entre pisos e caso não se verifique esses limites, redimensionar a estrutura.
- Seleccionar o valor do coeficiente de comportamento q , segundo a tabela 6.2 do EC8.
- Verificação da estrutura tendo em conta o limite do coeficiente de estabilidade. Caso não seja verificado é necessário redimensionar a estrutura e calcular um novo coeficiente de comportamento.
- Verificação dos esforços nos elementos estruturais.

O processo IFBD (*Improved Force-Based Design*) é muito idêntico ao do EC8, não alterando qualquer tipo de prescrições regulamentares do EC8, no entanto permite um dimensionamento mais económico

uma vez que, ao invés de se usar os coeficientes de comportamento apresentados tabelados no regulamento, permite para cada tipo de pórtico determinar de uma forma mais realista o valor coeficiente de comportamento.

De seguida está disposta a sequência das fases de cálculo utilizadas neste método.

- Dimensionamento Gravítico
- Cálculo do corte basal elástico, através do período da estrutura
- Verificação do deslocamento máximo entre pisos e caso não se verifique esses limites, redimensionar a estrutura.
- Calcular o coeficiente de comportamento tendo em conta o corte basal necessário de modo a que a estrutura entre em estado de cedência. Este coeficiente é dado pela relação entre o corte basal elástico da estrutura e o anterior.
- Verificação da estrutura tendo em conta o limite do coeficiente de estabilidade. Caso não seja verificado é necessário redimensionar a estrutura e calcular um novo coeficiente de comportamento.
- Verificação da segurança dos elementos dissipativos e não-dissipativos.

Esta avaliação mais correcta do coeficiente de comportamento permite reduzir consideravelmente o custo económico de uma estrutura procurando utilizar ao máximo a ductilidade do material sem que haja qualquer tipo de redução na segurança total do edifício.

A seguinte fórmula permite sintetizar o cálculo do coeficiente de comportamento explicado anteriormente para ambos os processos.

$$q = \frac{V_{el}}{V_{1y}} \quad (2.2)$$

Em que V_{el} é o valor do corte basal elástico e V_{1y} é o corte basal para a entrada em cedência do primeiro elemento de uma determinada estrutura.

A imagem seguinte demonstra esquematicamente o cálculo do coeficiente de comportamento em ambos os processos. A grande diferença do processo do EC8 para o *IFBD* é que neste último o corte basal da formação da primeira rótula plástica (V_{1y}) é igual ao corte basal de dimensionamento (V_d).

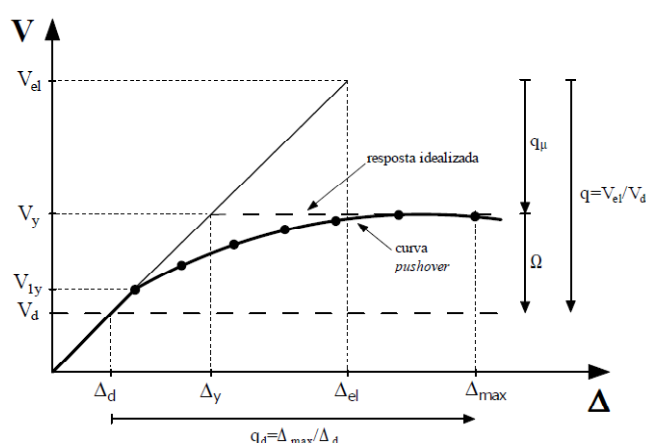


Fig. 2.2 - Esquema de uma curva *pushover*

2.1.5. DIMENSIONAMENTO POR CAPACIDADE RESISTENTE (CAPACITY DESIGN)

Uma vez que a entrada em regime não linear ocorre em zonas localizadas é necessário forçar a estrutura a ter um comportamento estável de modo a que ocorra plastificação nas zonas dissipativas e garantindo um comportamento elástico nas zonas não dissipativas evitando-se assim um comportamento frágil da estrutura. De modo a ser possível este tipo de comportamento é necessário garantir que os elementos elásticos têm um excesso de resistência em relação às zonas a plastificar.

O EC8 tem incorporado esta filosofia de dimensionamento e foca-se principalmente na garantia de não acontecer efeitos indesejados, como por exemplo, um mecanismo *soft-storey* (Fig. 2.3).

Para pórticos simples o EC8 obriga a que as zonas de dissipação de energia estejam localizadas nas vigas ou ligações vigas-pilar (Fig. 2.4). No entanto, o EC8 permite a formação de rótulas plásticas nos pilares ao nível da base da estrutura. As figuras seguintes demonstram esquematicamente a diferença entre uma estrutura bem dimensionada e um mecanismo *soft-storey*.

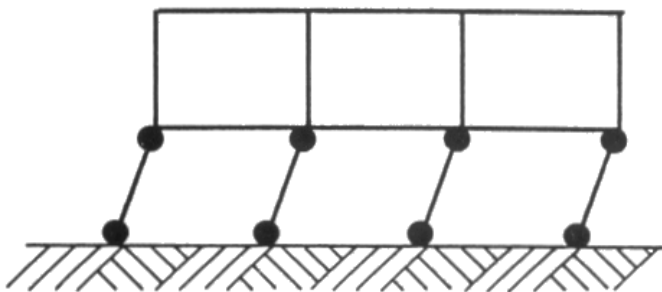


Fig. 2.3 - Mecanismo *soft-storey*

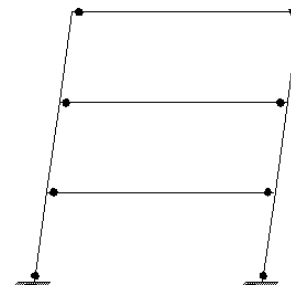


Fig. 2.4 - Estrutura bem dimensionada

2.2. REGRAS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO NO EUROCÓDIGO 8

2.2.1. DESCRIÇÃO

A versão actual da norma Europeia de dimensionamento sísmico, EC8, está dividida em 10 capítulos, onde os quatro primeiros são comuns a toda a generalidade de edifícios e os capítulos cinco a nove, baseiam-se em regras específicas para edifícios de betão, edifícios de aço, edifícios mistos aço-betão, edifícios de madeira, edifícios de alvenaria e isolamento de base, respectivamente.

Neste subcapítulo serão referidos algumas regras importantes no dimensionamento sísmico de estruturas, focando-se principalmente em estruturas metálicas.

O Eurocódigo 8 tem como principais objectivos garantir a segurança das pessoas e limitar a ocorrência de danos numa estrutura quando atingida por uma acção sísmica. De modo a garantir estes objectivos o regulamento rege-se pelos seguintes requisitos:

- **Não ocorrência de colapso** – a estrutura deve ser projectada e construída de modo a resistir á acção sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após o sismo. O período de retorno do sismo de projecto varia de acordo com o nível de importância da estrutura (grau de fiabilidade), sendo superior para estruturas com importância superior. Para edifícios correntes o período de retorno é de 475 anos, ou seja, existe uma probabilidade de 10% de a intensidade do sismo de projecto ser excedida no período de 50 anos. As classes de importância de cada edifício são referidas no Anexo Nacional CI. NA-4.2.5(5)P.
- **Limitação de Danos** – a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir a uma acção sísmica de cálculo, sem que os custos da ocorrência de danos e limitações de utilização sejam desproporcionadamente superiores em comparação aos da própria estrutura.

2.2.2. CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE

Os critérios de conformidade do EC8 procuram garantir os requisitos fundamentais mencionados anteriormente. Nas Cl. 2.2.1(3) e 2.2.1(4) o Eurocódigo 8 define que para zonas de baixa sismicidade ($a_g S < 0.98 \text{ m/s}^2$) os requisitos fundamentais apenas poderão ser satisfeitos pela aplicação de regras mais simples, enquanto que para zonas de sismicidade muito baixa não há necessidade de cumprir o disposto no Eurocódigo 8.

Segundo a Cl 2.2.2 (Estado Limite Último) as estruturas devem verificar não só a sua resistência, bem como a capacidade de dissipação energética. Este tipo de verificação depende do nível de comportamento não linear pretendido e é caracterizado pelos valores do coeficiente de comportamento e pelas classes de ductilidade. Em paralelo deverá ter-se em conta que tanto os elementos de fundação bem como o terreno de fundação são capazes de resistir aos esforços da superestrutura sem ocorrência de deformações permanentes, derrubamento e deslizamento. Por fim é necessário ter em conta que sob a acção sísmica, os elementos não estruturais não apresentam risco para as pessoas nem um efeito desfavorável na resposta dos elementos estruturais.

O último critério de conformidade corresponde à limitação de danos em que é necessário garantir os limites das deformações impostos pelo Eurocódigo 8.

2.2.3. COMBINAÇÕES DA ACÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS ACÇÕES

Quando há a acção de um sismo, é necessário ter em conta que nem todas as cargas variáveis irão estar presentes em toda a estrutura. Sendo assim o EC8 propõe um factor $\psi_{E,i}$ que poderá eventualmente, dependendo do tipo de acção, reduzir ou não a acção vertical.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (2.3)$$

Em que $\psi_{2,i}$ está apresentado na EN 1990:2002 e φ está disposto no quadro seguinte.

Quadro 2.1 - Valores de φ

Tipo de acção variável	Piso	φ
Categorias A-C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F e arquivos		1,0

De acordo com o EC8, a combinação de acções na situação sísmica imposta à estrutura é dada pela seguinte expressão:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} + E_{E,d} \quad (2.4)$$

Em que:

G_{kj} é o valor característico da acção permanente

$Q_{k,i}$ é o valor característico da acção variável

$E_{E,d}$ é o valor característico da acção sísmica

2.2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Em Estado Limite Último, o EC8 considera garantidas as condições de segurança dos elementos estruturais quando o valor de cálculo do efeito da acção sísmica for inferior à resistência de cálculo correspondente, calculada de acordo com as regras específicas do material utilizado.

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados caso o coeficiente de sensibilidade entre pisos (θ), for inferior a 0,1. Se este valor estiver entre 0,1 e 0,2 os efeitos de segunda ordem podem ser introduzidos de uma forma simplificada multiplicando os esforços sísmicos por $1/(1 - \theta)$. Se estiver entre 0,2 e 0,3 é necessário recorrer a análises não lineares. De acordo com o EC8, o coeficiente de sensibilidade nunca poderá ser superior a 0,3. A expressão do coeficiente de sensibilidade é a seguinte

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (2.5)$$

Em que P_{tot} é a carga gravítica total acima do andar considerado, d_r é o valor do deslocamento horizontal relativo entre pisos, V_{tot} é a força de corte sísmica total no piso considerado e h é a altura entre pisos.

No caso de pórticos simples (ligações rígidas) é necessário também ter em conta que os pilares terão de ter uma resistência superior à das vigas uma vez que não se pretende que se formem rótulas plásticas nestes elementos. Assim é necessário garantir que a que não ocorra mecanismo de piso flexível (*soft-storey*), ou seja, viga forte pilar fraco, garantindo assim a formação de plasticidade nos elementos dissipativos (vigas). Para isso o EC8 obriga a que a seguinte condição seja garantida.

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (2.6)$$

Em que $\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ são a soma dos momentos resistentes, num determinado nó, dos pilares e vigas, respectivamente. O EC8 permite que esta condição não seja garantida para os nós no topo da estrutura.

No que concerne à verificação de segurança no estado limite de Limitação de Danos a Cl. 4.4.3.2 do EC8 obriga a que as seguintes expressões sejam satisfeitas:

Quadro 2.2 - Limites a considerar

Especificações	Limites	
Edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura	$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$	(2.7)
Edifícios com elementos não estruturais dúcteis	$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$	(2.8)
Edifícios com elementos estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais	$d_r \cdot v \leq 0,01 \cdot h$	(2.9)

Em que:

d_r é o deslocamento relativo entre pisos

v é o coeficiente de redução

Segundo o Anexo Nacional o coeficiente de redução é de 0,40 e 0,55 para ação sísmica do tipo I e do tipo II, respectivamente.

É necessário ter em consideração que a verificação dos *drifts* em cada piso não é influenciada pelo coeficiente de comportamento, uma vez que em estado de serviço a verificação ao deslocamento horizontal é feita para um corte basal elástico. Sendo assim, para os deslocamentos relativos entre cada piso, determinados quando a estrutura é solicitada por forças horizontais cuja soma é igual ao corte basal de dimensionamento é necessário multiplicá-los pelo coeficiente de comportamento de modo a verificar se estão de acordo o regulamentado no EC8.

2.3. REGRAS ESPECÍFICAS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS

2.3.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS

Esta dissertação foca-se essencialmente em três tipos de sistemas estruturais metálicos, pórticos simples (ou de ligações rígidas), contraventados e duais.

As grandes diferenças entre os pórticos simples e os contraventados encontra-se nas condições de apoio e nas ligações. Enquanto que nos pórticos simples (MRF's) considera-se que são encastrados na base e possuem ligações rígidas, nos pórticos contraventados (CBF's) considera-se que são articulados tanto na base como nas ligações viga-pilar.

A imagem seguinte demonstra um esquema tipo de um pórtico simples, bem como as zonas em que o EC8 permite a formação de rótulas plásticas.

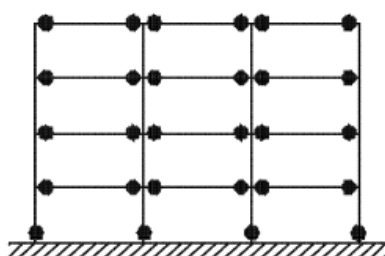


Fig. 2.5 - Pórtico simples (zonas dissipativas nas vigas e na base das colunas)

O EC8 considera dois tipos de pórticos contraventados, com contraventamentos diagonais centrados e excêntricos.

O primeiro tipo irá ser avaliado em detalhe ao longo desta dissertação. A grande característica destes pórticos é que as zonas dissipativas se encontram unicamente nas diagonais traccionadas. A Fig. 2.6 demonstra alguns exemplos deste tipo de pórticos. Na modelação deste tipo de pórticos o regulamento define que apenas se deve ter em consideração as diagonais à tracção.

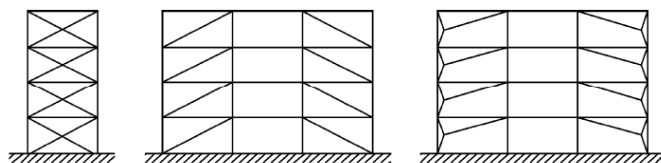


Fig. 2.6 - Pórticos com contraventamentos diagonais centrados.

Os pórticos com contraventamentos centrados em V têm a particularidade de apresentarem as suas zonas dissipativas em ambas as diagonais (traccionadas e comprimidas) conduzindo a que na modelação seja permitido o uso de ambas as diagonais. A Fig. 2.7 mostra alguns esquemas destes pórticos.

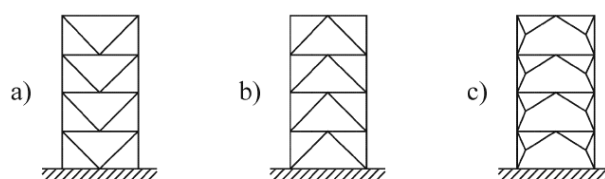


Fig. 2.7 - Pórticos com contraventamentos em V centrados.

O segundo tipo de pórticos contraventado, designado de pórticos contraventados excêntricos, tem como principal característica de as zonas dissipativas se encontrarem nos ligadores de corte ou de flexão.

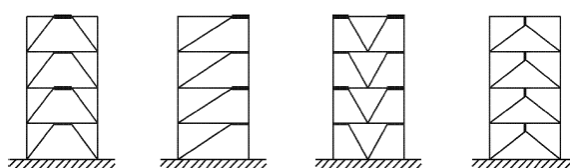


Fig. 2.8 - Pórticos com contraventamentos excêntricos.

Os pórticos duais procuram, através do uso de ligações semi-rígidas e caso necessário usando elementos de contraventamento, atingir a resistência sísmica necessária exposta pelo regulamento. O uso de ligações semi-rígidas poderá eventualmente permitir uma redução das secções metálicas das vigas no dimensionamento gravítico. Este assunto será avaliado ao longo desta dissertação.

2.3.2. PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO E COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

As regras de dimensionamento para estruturas metálicas seguem dois princípios relacionados com o nível de dissipação energética da estrutura. O primeiro princípio, comportamento estrutural de baixa dissipação, é recomendado para zonas de sismicidade baixa obrigando, o regulamento, que o coeficiente de comportamento da estrutura esteja compreendido entre 1,5 e 2. Este princípio está ligado a uma classe de ductilidade baixa (DCL), permitindo-se assim o uso de secções transversais de classe 1, 2 ou 3.

O segundo princípio, comportamento estrutural dissipativo, considera que certas partes/zonas da estrutura respondam em regime não linear (zonas dissipativas). O coeficiente de comportamento é influenciado pelo tipo de sistema estrutural e a classe de ductilidade, podendo esta ser média ou elevada (DCM ou DCH, respectivamente). O Quadro 6.2 do EC8, Cl. 6.3.2, estabelece valores máximo permitido para o coeficiente de comportamento em função da classe de ductilidade.

O quadro seguinte apresenta a classe de secções metálicas que o EC8 permite utilizar, tendo em conta a classe de ductilidade da estrutura e consequentemente o valor do coeficiente de comportamento.

Quadro 2.3 - Requisitos relativos à classe de secção transversal

Classe de ductilidade	Valor de referência do coeficiente de comportamento q	Classe de secção transversal necessária
DCM	$1,5 < q < 2$	Classe 1, 2 ou 3
	$2 < q < 4$	Classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	Classe 1

Como foi dito anteriormente, o coeficiente de comportamento é definido no EC8 para sistemas estruturais regulares. A seguinte tabela mostra o valor dos limites superiores dos coeficientes de comportamento para cada tipo de estrutura regular em altura.

Quadro 2.4 - Limites superiores dos valores dos coeficientes de comportamento para estruturas metálicas

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

O valor de α_u/α_1 é a relação entre o valor pelo qual as forças horizontais sísmicas são multiplicadas de modo a que toda a estrutura entre em instabilidade global (α_u) e o valor pelo qual a acção sísmica é multiplicada até se atingir a primeira rótula plástica (α_1). Esta relação é definida pelo EC8 para edifícios regulares em planta. Caso esteja em estudo um edifício não regular é necessário ter em consideração uma análise não linear (pushover) de modo a determinar a relação α_u/α_1 .

No caso de estruturas dissipativas o EC8 estabelece um conjunto de critérios fundamentais de projecto. É importante notar que, segundo o EC8, as zonas dissipativas podem localizar-se quer nos elementos estruturais quer nas ligações. No primeiro caso é necessário garantir que os elementos estruturais não dissipativos e as ligações devem garantir um nível de sobrerresistência de modo a garantir a plastificação cíclica das zonas dissipativas. No caso em que os elementos dissipativos são as ligações os elementos conectados devem possuir uma sobrerresistência elevada de modo a garantir a plastificação cíclica das ligações.

2.3.3. PÓRTICOS SIMPLES

Como foi dito anteriormente, no caso de pórticos simples (Moment Resisting Frame, MRF) a filosofia de dimensionamento prevê que as zonas dissipativas (rótulas plásticas) se localizem nas vigas ou nas ligações das vigas às colunas. Para além disso o EC8 permite também a formação de rótulas na base do pórtico.

É fundamental que o momento plástico das vigas não seja reduzido pelas forças de compressão e de corte, sendo assim o EC8 obriga a que sejam verificadas as seguintes expressões para as vigas (elementos dissipativos) com secção transversal de classe 1 ou 2, dependendo da classe de ductilidade.

$$\frac{M_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (2.11)$$

$$\frac{V_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (2.12)$$

Em que:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal;

M_{Ed} é o valor de cálculo do momento flector;

V_{Ed} é o valor de cálculo do esforço transversal;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ são as resistências de cálculo de acordo com a EN 1993;

$V_{Ed,G}$ é o valor de cálculo do esforço transversal devido às acções não sísmicas;

$V_{Ed,M}$ é o valor de cálculo do esforço transversal devido à aplicação dos momentos plásticos $M_{pl,Rd,A}$ e $M_{pl,Rd,B}$ com sinais opostos das secções de extremidade A e B da viga;

No que se refere à verificação dos pilares (elementos não dissipativos) é necessário incluir dois factores de amplificação das forças sísmicas de cálculo, o coeficiente de sobrerresistência (γ_{ov}) e um factor Ω que depende do momento resistente das vigas ($M_{pl,Rd}$) e do momento aplicado (M_{Ed}) na situação de projecto sísmica.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (2.13)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (2.14)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (2.15)$$

$$\Omega_i = \min \left(\frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right) \quad (2.16)$$

O valor de Ω é o valor mínimo obtido de entre todas as zonas dissipativas e o coeficiente de sobrerresistência (γ_{ov}) deve ser tomado igual a 1,25.

A equação 2.16, não considera correctamente a influência das cargas gravíticas no comportamento das vigas. Segundo *Elghazouli (2009)*, é necessário entrar com a componente do momento flector devida à acção das cargas verticais no cálculo do coeficiente Ω . Este efeito conduz ao aumento do coeficiente Ω e consequentemente a uma maior garantia de que os pilares irão permanecer em estado elástico. A expressão proposta pelo referido autor é a seguinte:

$$\Omega_i = \min \left(\frac{M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i}}{M_{Ed,E,i}} \right) \quad (2.17)$$

Em que $M_{Ed,G,i}$ e $M_{Ed,E,i}$ são os momentos numa determinada viga para cargas verticais e horizontais, respectivamente.

2.3.4. PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CENTRADO

Em pórticos contraventados o EC8 impõe que o projecto seja elaborado tendo em conta a plastificação das diagonais em tracção antes da rotura das ligações e antes da plastificação ou da encurvadura dos pilares e vigas.

Um outro critério a garantir é o de que os contraventamentos devem estar dispostos de forma a que no caso de inversão de cargas a estrutura apresente relações carga-deslocamento semelhantes em cada piso. A expressão seguinte demonstra a relação necessária para satisfazer a regra anteriormente descrita.

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (2.18)$$

Em que A^+ e A^- são as áreas das projecções horizontais das secções transversais das diagonais em tracção, quando as acções sísmicas têm um sentido positivo e negativo. A figura seguinte demonstra simplificada o que foi dito anteriormente.

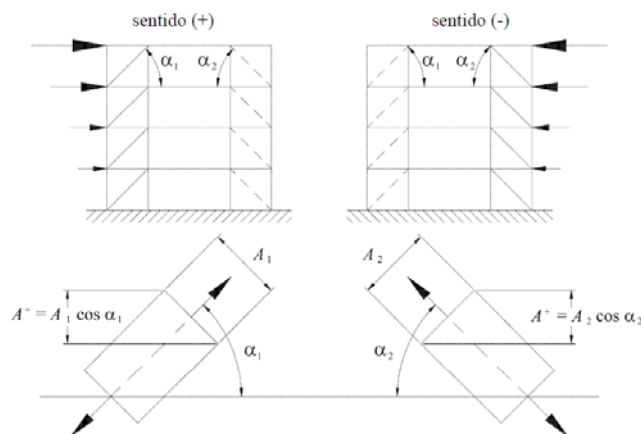


Fig. 2.9 - Método de cálculo dos valores de A^+ e A^-

No dimensionamento destes pórticos deve considerar-se que apenas as vigas e pilares resistem às forças gravíticas e que os elementos de contraventamento resistem às forças sísmicas. Segundo a Cl. 6.7.2 (2) do EC8, numa análise elástica da estrutura sob a acção sísmica apenas se devem considerar os elementos de tracção nos pórticos com contraventamentos diagonais e ambos os elementos (tracção e compressão) nos pórticos com contraventamentos em V.

Na Cl. 6.7.3 do EC8 são definidas as particularidades necessárias no dimensionamento dos elementos diagonais. Esta cláusula obriga a que a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$ deverá de estar situada entre os valores 1,3 e 2,0 e a sobre-resistência máxima Ω não deverá de exceder de 25% do valor mínimo de modo a garantir um comportamento dissipativo homogéneo. A equação seguinte demonstra a expressão de cálculo da esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$):

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} \quad (2.19)$$

em que:

L_{cr} é o comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado

i é o raio de giração em relação ao eixo apropriado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

No que concerne as vigas e colunas, estas têm de respeitar a seguinte expressão.:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (2.20)$$

Em que $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$, $N_{Ed,G}$ e $N_{Ed,E}$ são o valor de cálculo da resistência à encurvadura, esforço normal na combinação sísmica considerando apenas as cargas gravíticas e esforço normal devido à acção sísmica de cálculo, respectivamente. O coeficiente Ω é calculado através da seguinte expressão:

$$\Omega = \min\left(\frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}\right) \quad (2.21)$$

Em que $N_{pl,Rd,i}$ é o valor de cálculo da resistência à encurvadura das diagonais e $N_{Ed,i}$ é o esforço axial dos elementos de contraventamento.

2.3.5. PÓRTICOS DUAIS

No que concerne a estes tipos de pórticos o EC8 não fornece muitas informações, uma vez que não é um caso muito usado em estruturas correntes. O regulamento apenas tem em consideração alguns parâmetros que possam eventualmente facilitar no dimensionamento fornecendo apenas valores do coeficiente de comportamento e segundo a Cl. 6.10.2 (2) propõe a que sejam satisfeitas as cláusulas dos pórticos simples e contraventados.

2.4. CONCLUSÃO

Este capítulo focou-se essencialmente na pesquisa bibliográfica necessária à elaboração desta dissertação.

Inicialmente foi elaborada uma pesquisa sobre as propriedades gerais da acção sísmica que incorpora não só o efeito destrutivo da acção sísmica, mas também o que a provoca e qual o tipo de edifícios que poderão ser mais ou menos afectados para acções com diferentes características.

De seguida discutiu-se as metodologias de dimensionamento proposto no EC8 e por *Vilani et al (2009)*, IFBD.

A fase final deste capítulo centrou-se nos critérios de dimensionamento do regulamento (EC8) no que concerne à resistência sísmica dos edifícios metálicos constituídos por pórticos simples, contraventados e duais.

No próximo capítulo irá ser descrito o caso em estudo e apresentados os cálculos gravíticos e sísmicos elaborados, bem como a comparação entre as diferentes soluções estruturais obtidas.

3

DESCRIÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA ANALISADA

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objectivo analisar a possibilidade de ser dimensionada um tipo de estrutura resistente à acção sísmica que possibilite uma redução significativa na quantidade de aço usada comparativamente aos pórticos rígidos e contraventados convencionais. Para atingir este objectivo efectua-se o dimensionamento sísmico de um edifício metálico recorrendo a diferentes soluções estruturais (pórticos simples, pórticos contraventados e pórticos semi-rígidos com adição de contraventamentos) assumindo duas localidades distintas (Lisboa e Lagos).

O dimensionamento foi elaborado com o apoio de um software de análise estrutural *Robot Structural Analysis*. Este programa é desenvolvido pela *Autodesk* e possui uma boa interface gráfica.

3.2. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

A estrutura considerada neste trabalho é um edifício metálico de 5 pisos destinado a habitação com dimensões em planta de 18x21 metros. Na Fig. 3.1 apresenta-se a configuração em planta da estrutura analisada. A zona central é aberta em toda a sua altura e tem como função incorporar a caixa de escadas e elevadores.

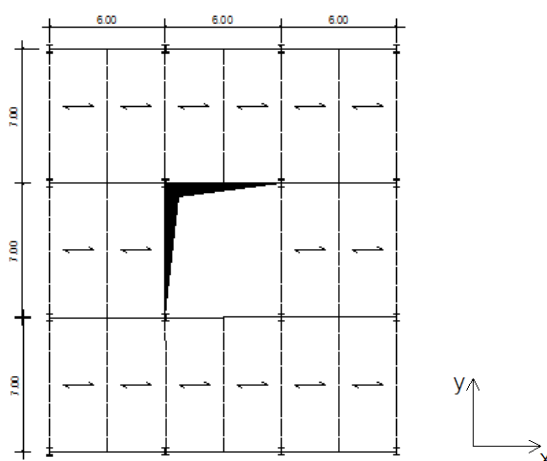


Fig. 3.1 - Planta do edifício em estudo

Neste estudo será considerada apenas a actuação da acção sísmica segundo a direcção y. Nesta direcção são considerados quatro pórticos espaçados de seis metros cuja ligação entre eles é efectuada através de vigas secundárias. A laje mista utilizada é uma ComFlor 60 com 130 mm de espessura simplesmente apoiada. Na direcção x não foram efectuados cálculos relativos à acção sísmica, no entanto considerou-se que nessa direcção existem pórticos contraventados que resistem às acções horizontais. A classe de aço utilizada é S275 que é caracterizada por uma tensão de cedência de 275 MPa e um módulo de elasticidade de 210 GPa.

3.3. CASOS CONSIDERADOS

Foram considerados cinco soluções estruturais para resistir à acção sísmica na direcção y: i) Quatro pórticos simples resistentes, ii) dois pórticos simples resistentes e dois pórticos gravíticos, iii) quatro pórticos com contraventamento centrado, iv) dois pórticos com contraventamento centrado e dois pórticos gravíticos e v) quatro pórticos de ligações semi-rígidas com adição de contraventamentos em dois deles caso necessário. Na tabela seguinte apresentam-se os casos de estudo considerados.

Quadro 3.1 - Casos de dimensionamento para ambas as localidades				
Caso	número de pórticos			
	Ligações Rígidas	Contraventados	Gravítico	Semi-Rígido + Contraventados
1	4			
2	2		2	
3		4		
4		2	2	
5				4

As figuras seguintes ilustram as disposições dos pórticos nos diversos casos de estudo considerados.

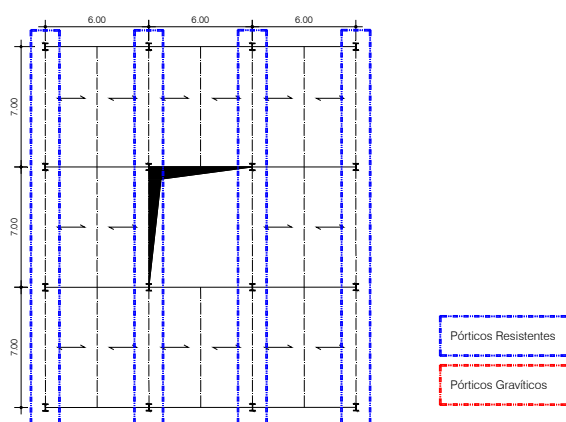


Fig. 3.2 - Disposições nos pórticos considerados nos casos 1 e 3

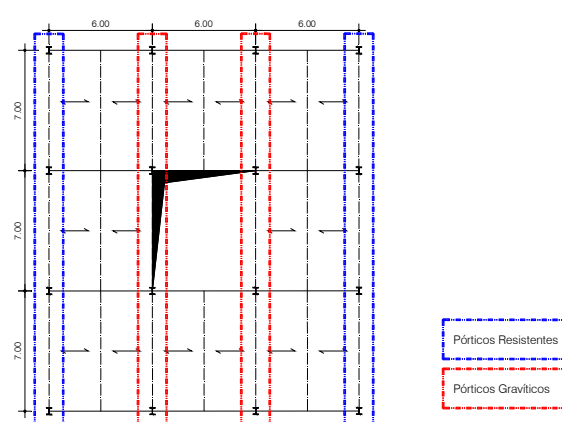


Fig. 3.3 - Disposições dos pórticos considerados nos casos 2 e 4

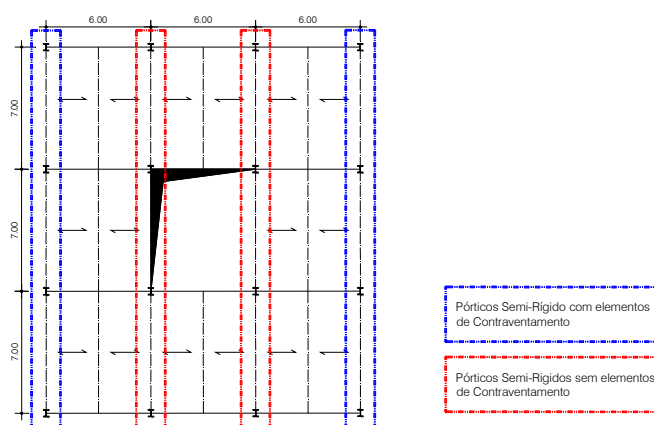


Fig. 3.4 - Disposições do pórticos considerados no Caso 5

3.4. CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AO DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO PARA OS DIFERENTES PÓRTICOS

Considerou-se que a laje descarrega directamente nas vigas dos pórticos considerados e em vigas secundárias que descarregam nos pilares através de cargas pontuais. O valor das cargas permanentes e sobrecargas consideradas no dimensionamento gravítico encontram-se no Quadro 3.2 sendo que para as cargas permanentes dos pisos o valor do peso da laje foi acrescido de $0,5 \text{ KN/m}^2$ de modo a serem considerados os pesos das paredes interiores. As sobrecargas foram determinadas com base no *Eurocódigo I*, (2002), para o caso de um edifício de habitação. A tabela seguinte apresenta o valor das cargas permanentes (G_k) e sobrecargas (Q_k) aplicadas nos pisos e na cobertura.

Quadro 3.2 - Carga gravítica por piso

Tipo de Carga	Descrição	Valor (KN/m^2)
G_k	Cobertura	3.28
	Pisos	3.78
Q_k	Cobertura	1.00
	Pisos	2.00

As distribuições e os valores das cargas gravíticas para os pórticos centrais e laterais estão apresentados na figura e quadros seguintes.

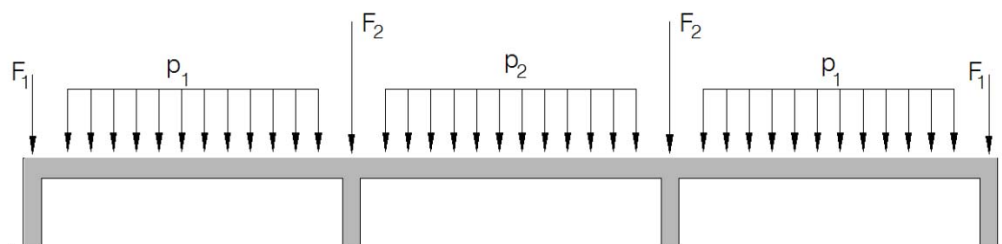


Fig. 3.5 - Distribuição das cargas por piso

Quadro 3.3 - Cargas verticais aplicadas nos pórticos centrais

	Carga	p_1 (KN/m)	p_2 (KN/m)	F_1 (KN)	F_2 (KN)
Cobertura	G_k	9.84	9.84	34.44	68.88
	Q_k	3.00	3.00	10.50	21.00
Pisos	G_k	11.34	5.67	39.69	59.54
	Q_k	6.00	3.00	21.00	31.50

Quadro 3.4 - Cargas verticais aplicadas nos pórticos laterais

	Carga	p_1 (KN/m)	p_2 (KN/m)	F_1 (KN)	F_2 (KN)
Cobertura	G_k	4.92	4.92	8.61	17.22
	Q_k	1.50	1.50	2.63	5.25
Pisos	G_k	5.67	5.67	9.92	19.85
	Q_k	3.00	3.00	5.25	10.50

Os casos em estudo foram inicialmente dimensionados para as condições de Estado Limite Último (ELU) e de Serviço (ELS). Como foi dito anteriormente, foi considerado no dimensionamento das secções a resistência seccional bem como uma redução de resistência devido ao efeito de instabilidade. As combinações usadas para o ELU e ELS foram as seguintes:

$$\text{Estado Limite Último (ELU)} \quad F_d = 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k \quad (3.1)$$

$$\text{Estado Limite de Serviço (ELS)} \quad F_d = 1.0 \cdot G_k + 1.0 \cdot Q_{k1} + \psi_{1i} \cdot Q_{ki} \quad (3.2)$$

É fundamental ter em consideração que a combinação para o Estado Limite de Serviço poderá eventualmente ser a condicionante caso a flecha a meio vão ultrapasse o valor especificado no regulamento de L/250, em que L é o comprimento do elemento considerado.

No dimensionamento gravítico foram consideradas as imperfeições geométricas da estrutura. O *Eurocódigo 3, (2010)*, (Cl.5.3.2) estabelece que para pórticos susceptíveis à ocorrência de modos de encurvadura com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições deverá ser incorporado na análise através de forças laterais que provocam um deslocamento inicial equivalente à suposta imperfeição da estrutura. Neste caso foi usado este método para as imperfeições globais (inclinação inicial das colunas do pórtico, ϕ) enquanto que para as imperfeições locais (deformadas iniciais dos elementos) este efeito será incorporado no dimensionamento à encurvadura dos elementos estruturais (curvas de encurvadura do EC3).

A quantificação da imperfeição global segundo o EC3, pode ser efectuada da seguinte forma:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (3.3)$$

$$\phi_0 = \frac{1}{200} \quad (3.4)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mas} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (3.5)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (3.6)$$

Em que h e m representam a altura da estrutura em metros e número de pilares num piso incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial superior ou igual a 50% do valor médio por pilares no plano vertical considerado, respectivamente. O valor final da força lateral aplicada ao pórtico para definição das imperfeições é dado através da multiplicação do factor ϕ pela soma das forças verticais instaladas em cada piso na combinação considerada.

Os quadros seguintes apresentam os valores das forças de imperfeição consideradas no dimensionamento dos pórticos interiores e exteriores bem como a carga total aplicada em cada piso na combinação de Estado Limite Último.

Quadro 3.5 - Quantificação das imperfeições globais nos pórticos centrais

Piso	Permanente (KN)	Variável (KN)	φ_0	α_h	α_m	φ	$H_{Ed} \cdot \phi$ Per (KN)	$H_{Ed} \cdot \phi$ Var (KN)
5	413.28	126.00	0.005	0.67	0.791	0.00264	1.089	0.332
4	396.90	210.00					1.046	0.553
3	396.90	210.00					1.046	0.553
2	396.90	210.00					1.046	0.553
1	396.90	210.00					1.046	0.553

Quadro 3.6 - Quantificação das imperfeições globais nos pórticos laterais

Piso	Permanente (KN)	Variável (KN)	φ_0	α_h	α_m	φ	$H_{Ed} \cdot \phi$ Per (KN)	$H_{Ed} \cdot \phi$ Var (KN)
5	154.98	47.25	0.005	0.67	0.791	0.00264	0.408	0.125
4	178.61	94.50					0.471	0.249
3	178.61	94.50					0.471	0.249
2	178.61	94.50					0.471	0.249
1	178.61	94.50					0.471	0.249

3.5. ACÇÃO SÍSMICA

Para o dimensionamento sísmico do edifício em questão foram consideradas localizações distintas: Lisboa e Lagos. De acordo com o Eurocódigo 8 os parâmetros para definição da acção sísmica são os seguintes:

- Tipo de solo: B
- Amortecimento: 5% $\rightarrow \eta=1$
- Classe de Importância: II

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. Para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de resposta elástica $S_e(T)$ é definido pela seguintes expressões (Cl. 3.2.2.2 do EC8).

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right] \quad (3.10)$$

Em que:

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástica;

T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g é o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);

T_B é o limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C é o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D é o valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S é o coeficiente do solo;

η é o coeficiente de correcção do amortecimento, com valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso;

Tendo em conta as expressões descritas anteriormente e os valores considerados pelo Anexo Nacional para cada localidade foi possível desenhar o espectro de resposta elástica para as zonas de Lagos e Lisboa para as acções do tipo 1 e 2. Os quadros seguintes demonstram os valores utilizados.

Quadro 3.7 - Valores de referência para a localidade de Lagos

	S	$a_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$	γ_1	a_g	$T_B \text{ (s)}$	$T_C \text{ (s)}$	$T_D \text{ (s)}$
Sismo Afastado	1,175	2,5	1,0	2,5	0,1	0,6	2
Sismo Próximo	1,268	1,7	1,0	2,5	0,1	0,25	2

Quadro 3.8 - Valores de referência para a localidade de Lisboa

	S	$a_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$	γ_1	a_g	$T_B \text{ (s)}$	$T_C \text{ (s)}$	$T_D \text{ (s)}$
Sismo Afastado	1,292	1,5	1,0	2,5	0,1	0,6	2
Sismo Próximo	1,268	1,7	1,0	2,5	0,1	0,25	2

Estas expressões não têm em consideração o comportamento dissipativo da estrutura. Para isso e como foi dito anteriormente, o espectro de cálculo utilizado no dimensionamento é essencialmente igual ao espectro elástico dividido pelo coeficiente de comportamento.

Os gráficos seguintes apresentam os espectros elásticos para os dois tipos de acção sísmica nas duas localidades consideradas.

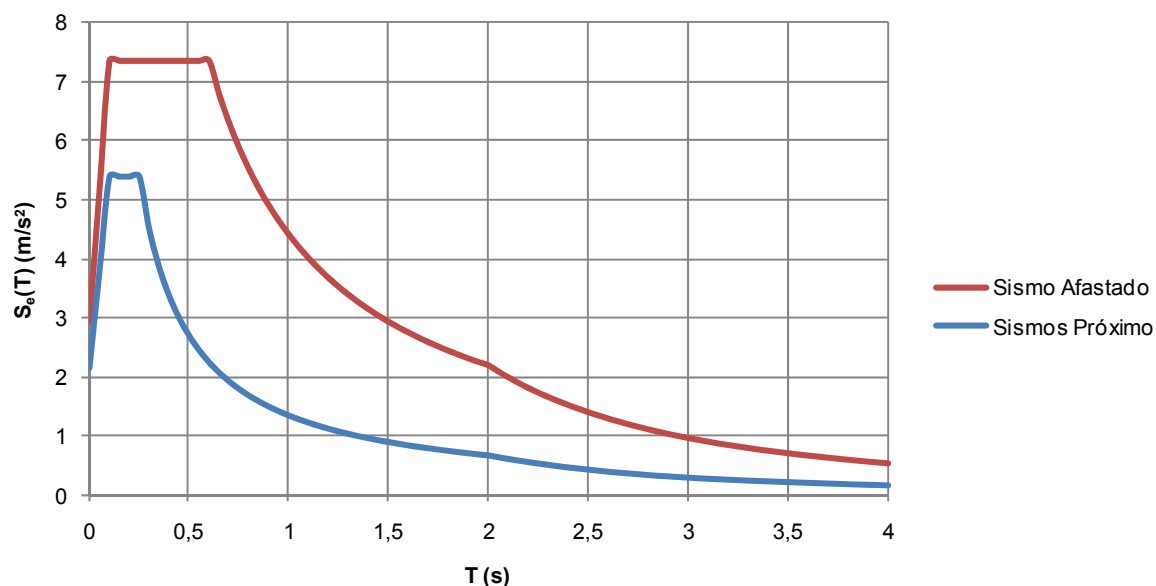


Fig. 3.6 - Espectros elásticos previstos no EC8 para a região de Lagos

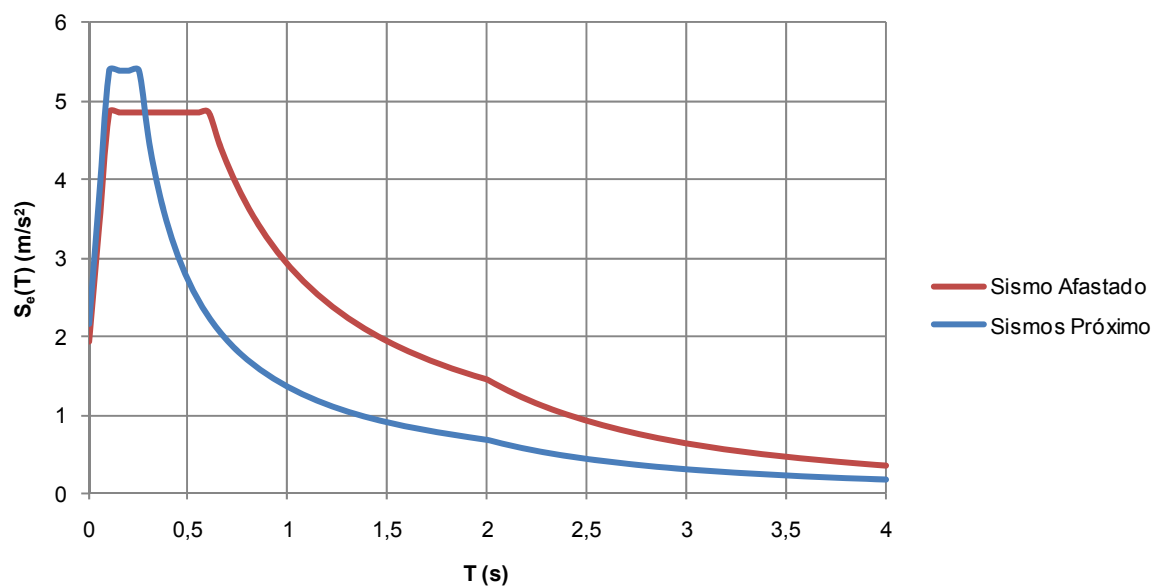


Fig. 3.7 - Espectros elásticos previstos no EC8 para a região de Lisboa

O método utilizado neste dimensionamento foi o método das forças laterais previsto na Cl. 4.3.3.2 do EC8. Este tipo de análise tem a característica de que apenas poderá ser aplicado aos edifícios cuja resposta não seja significativamente afectada pelas contribuições dos modos mais elevados. A força de corte basal é dada pela seguinte expressão:

$$F_b = S_d \cdot (T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3. 11)$$

Em que:

$S_d \cdot (T_1)$ é a ordenada do espectro elástico afectado do coeficiente de comportamento para o período T_1

T_1 é o período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direcção considerada

m é a massa total do edifício acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida

Segundo a Cl. 4.3.3.2.3 do EC8 a distribuição de forças sísmicas horizontais é definida através da seguinte expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3. 12)$$

Em que:

F_i é a força horizontal actuante no piso i

F_b é a força de corte sísmica obtida pela expressão anterior

m_i, m_j são as massas dos pisos

z_i, z_j são as alturas das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da acção sísmica

Este método só poderá ser aplicado caso o período fundamental da estrutura seja inferior a quatro vezes o valor de T_C e a dois segundos. Tendo em conta que para a acção sísmica do tipo 2 o valor de T_C é de 0,25 e uma vez que estamos perante estruturas que maioritariamente possuem um período fundamental superior a um segundo (subcapítulo 3.7), a situação mais condicionante será sempre a acção sísmica do tipo 1 (sismo afastado).

É importante realçar que não foram consideradas quaisquer tipos de excentricidades acidentais de modo a poder controlar mais facilmente o coeficiente de comportamento e respectivo dimensionamento.

3.6. CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

Neste subcapítulo irão ser discutidos alguns aspectos relativos ao dimensionamento sísmico para os diferentes casos estruturais, bem como serão apresentados de forma simplificada os cálculos elaborados para a implementação do método referido no Capítulo 2, *IFBD*.

3.6.1. PÓRTICOS SIMPLES

Os pórticos de ligações rígidas foram dimensionados tendo em conta a possibilidade de plastificação das vigas e a não plastificação dos pilares, podendo eventualmente haver plastificação na base destes últimos. Foram seguidas todas as regras específicas para estruturas metálicas definidas no capítulo 6 do EC8.

Para cada pórtico foi determinado um coeficiente de comportamento que é definido pelo valor do corte basal de dimensionamento o qual está directamente relacionado com a formação da primeira rótula plástica na viga mais solicitada (IFBD). As seguintes expressões demonstram o método de cálculo do coeficiente de comportamento segundo este método.

$$M_{Gk} + M_{0,3Qk} + V_{1y} \cdot M_E = M_{Rd} \quad (3.13)$$

$$q = \frac{V_{el}}{V_{1y}} \quad (3.14)$$

Em que M_E é o momento instalado na viga mais crítica devido às forças sísmicas horizontais para um corte basal de 1 KN, representado pela distribuição em altura por piso, M_{Gk} é o valor do momento na mesma viga para as cargas permanentes, $M_{0,3Qk}$ é o momento na viga para as cargas variáveis, V_{el} é o corte basal elástico da estrutura determinado com base no espectro de resposta elástico regulamentar e V_{1y} é o corte basal na formação da primeira rótula plástica na estrutura que será então o valor usado no dimensionamento dos pórticos simples.

3.6.2. PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTOS CENTRADOS

Ao contrário dos pórticos rígidos, os pórticos com contraventamentos seguem a metodologia de que os elementos dissipadores de energia são os elementos de contraventamento. Segundo o EC8 na análise sísmica de pórticos contraventados, apenas se devem considerar as diagonais que estão submetidas a esforços de tracção. Sendo assim o coeficiente de comportamento é calculado tendo em conta apenas o esforço axial nos elementos de contraventamento.

Neste tipo de pórtico considerou-se que as bases dos pilares e as ligações viga-pilar são articuladas. As expressões de cálculo do coeficiente de comportamento são as seguintes.

$$V_{1y} \cdot N_{Ed,E} = N_{Rd} \quad (3.15)$$

$$q = \frac{V_{el}}{V_{1y}} \quad (3.16)$$

Em que $N_{Ed,E}$ é o esforço axial do elemento de contraventamento mais crítico, V_{el} é o corte basal elástico da estrutura determinado com base no espectro de resposta elástico regulamentar e V_{1y} é o corte basal na entrada em cedência do primeiro elemento de contraventamento da estrutura que será então o valor usado no dimensionamento dos pórticos contraventados.

3.6.3. PÓRTICO DE LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS

O principal objectivo na utilização de ligações semi-rígidas é a redistribuição do diagrama de momentos igualando o momento positivo ao negativo de uma viga, levando a um dimensionamento mais optimizado.

O cálculo do coeficiente de rigidez da ligação tem como base o trabalho proposto por *Cabrero, E. Bayo (2005)*, que determinaram para uma viga bi-encastada com uma carga uniforme vertical qual a rigidez à rotação das ligações que conduzem à igualdade de momentos nas extremidades e meio vão das vigas. No entanto o este trabalho apenas serviu como uma primeira aproximação à rigidez necessária das ligações em questão levando a que fosse efectuado um cálculo iterativo, no programa Robot, que conduziu a um valor mais rigoroso da rigidez das ligações.

Segundo o EC3 parte 1-8 (Ligações metálicas) a rigidez à rotação de uma ligação é dada pela seguinte expressão:

$$S_{j,ini} = k_b \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_b} \quad (3.17)$$

Em que E é o módulo de elasticidade, I_b é a inércia do elemento, L_b é comprimento do elemento e k_b é um coeficiente que depende do tipo de ligação. Segundo a Cl. 5.2.2 a ligação é considerada rígida se k_b for superior a 8, articulada se for inferior a 0,5 e semi-rígida se estiver entre esses dois valores. Para *Cabrero e Bayo (2005)* o valor de k_b a ser utilizado numa ligação semi-rígida deverá ser igual a 6. A imagem seguinte demonstra as relações entre o momento e a rotação consideradas pelo regulamento nas classificações das ligações.

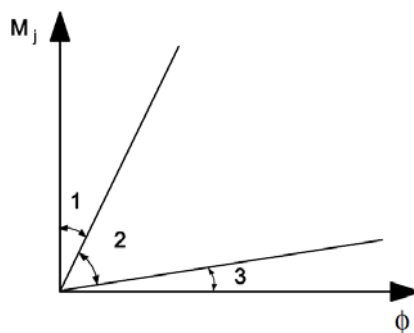


Fig. 3.8 - Classificação da rigidez das ligações segundo o EC3

Em que 1, 2 e 3 representam casos de ligações rígidas, Semi-rígidas e articuladas, respectivamente.

No dimensionamento sísmico foi considerado que os quatro pórticos seriam formados por ligações viga-pilar semi-rígidas e com pilares articulados na base, sendo que apenas os dois exteriores é que seriam reforçados através de elementos de contraventamento. De modo a estudar esta configuração de pórticos foi necessário utilizar o método de análise em “comboio” para metade da estrutura de modo a perceber qual a percentagem de corte basal é que seria distribuída por cada um dos pórticos. Este método consiste em colocar os dois pórticos lado a lado e uni-los com barras horizontais articuladas (bielas) nas extremidades de modo a transferirem apenas esforços axiais, garantindo que não têm

qualquer tipo de variação de comprimento. Para isso foram usadas barras com 1 m² de área transversal. Nas secções seguintes serão discutidos os resultados obtidos com este método.

3.7. SOLUÇÕES OBTIDAS

3.7.1. DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO

No dimensionamento gravítico foi tido em conta não só as verificações seccionais dos elementos previstos no EC3 mas também a resistência aos efeitos de encurvadura assim como o controlo das deformações em serviço.

Nos casos de pórticos simples (Casos 1 e 2), as secções finais para o dimensionamento gravítico para os pórticos centrais e laterais são as seguintes.

Quadro 3.9 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos simples centrais

Piso	Pilares		Vigas	
	Exteriores	Interiores	Exteriores	Interiores
1	HE 200 B	HE 220 B	IPE 270	IPE 200
2	HE 200 B	HE 220 B	IPE 270	IPE 200
3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 200
4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 200
5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 240

Quadro 3.10 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos simples laterais

Piso	Pilares		Vigas	
	Exteriores	Interiores	Exteriores	Exteriores
1	HE 200 B	HE 200 B	IPE 200	IPE 200
2	HE 200 B	HE 200 B	IPE 200	IPE 200
3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 200	IPE 200
4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 200	IPE 200
5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 180	IPE 180

Na condição de pórticos gravíticos articulados os dimensionamentos gravíticos para pórticos centrais e laterais são os seguintes.

Quadro 3.11 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos articulados centrais

Piso	Pilares		Vigas	
	Exteriores	Interiores	Exteriores	Exteriores
1	HE 200 B	HE 220 B	IPE 330	IPE 270
2	HE 200 B	HE 220 B	IPE 330	IPE 270
3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 330	IPE 270
4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 330	IPE 270
5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 300	IPE 300

Quadro 3.12 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos articulados laterais

Piso	Pilares		Vigas	
	Exteriores	Interiores	Exteriores	Exteriores
1	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 270
2	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 270
3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 270
4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 270
5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 240

Para os pórticos semi-rígidos foi apenas considerado o dimensionamento dos pórticos interiores considerando assim que os quatro pórticos têm o mesmo tipo de configuração e secção (Quadro 3.13).

A rigidez das ligações foi ligeiramente reduzida de modo a ser possível garantir um momento negativo idêntico ao positivo. A rigidez utilizada foi de 7000 KN.m/rad que segundo o critério de classificação do EC3 corresponde a ligações semi-rígidas.

Quadro 3.13 - Secções do dimensionamento gravítico para pórticos semi-rígidos

Piso	Pilares		Vigas	
	Exteriores	Interiores	Exteriores	Exteriores
1	HE 200 B	HE 220 B	IPE 240	IPE 200
2	HE 200 B	HE 220 B	IPE 240	IPE 200
3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 200
4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 200
5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 220	IPE 220

Analisando os quadros anteriores referentes aos dimensionamento gravíticos dos pórticos centrais, é possível reparar um ligeiro aumento da esbelteza das vigas (secções inferiores) no caso de utilização de ligações semi-rígidas quando comparado com os pórticos simples e um grande aumento da esbelteza quando comparado com pórticos articulados gravíticos.

3.7.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

Neste subcapítulo serão apenas apresentadas as soluções finais, bem como alguns parâmetros relevantes considerados no dimensionamento sísmico. No Anexo A.1 disponibilizam-se tabelas com maior pormenor dos resultados obtidos em cada caso de estudo.

As soluções finais do dimensionamento sísmico para os edifícios localizados em Lagos e Lisboa para os Casos 1 e 2 (soluções com pórticos simples) encontram-se apresentadas no Quadro 3.14. É necessário referir que foi considerado um limite máximo dos valores de θ de 0,2 e um drift máximo em serviço de 0,75% da altura.

Quadro 3.14 - Soluções finais do dimensionamento sísmico

Caso	Piso	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vigas Exteriores	Vigas interiores	q	Massa Sísmica (t)	T (s)
1 Lagos	5	HE 360 B	HE 360 B	IPE 270	IPE 270	2,17	181,68	1,42
	4	HE 360 B	HE 360 B	IPE 300	IPE 220			
	3	HE 360 B	HE 360 B	IPE 300	IPE 220			
	2	HE 400 B	HE 400 B	IPE 300	IPE 220			
	1	HE 400 B	HE 400 B	IPE 300	IPE 220			
2 Lagos	5	HE 600 B	HE 600 B	IPE 270	IPE 270	1,91	364,37	1,45
	4	HE 600 B	HE 600 B	IPE 300	IPE 300			
	3	HE 600 B	HE 600 B	IPE 300	IPE 300			
	2	HE 600 B	HE 600 B	IPE 330	IPE 330			
	1	HE 600 B	HE 600 B	IPE 330	IPE 330			
1 Lisboa	5	HE 300 B	HE 300 B	IPE 240	IPE 240	2,29	181,68	1,72
	4	HE 300 B	HE 300 B	IPE 270	IPE 200			
	3	HE 300 B	HE 300 B	IPE 270	IPE 200			
	2	HE 340 B	HE 340 B	IPE 270	IPE 200			
	1	HE 340 B	HE 340 B	IPE 270	IPE 200			
2 Lisboa	5	HE 500 B	HE 500 B	IPE 240	IPE 240	1,78	364,37	1,85
	4	HE 500 B	HE 500 B	IPE 270	IPE 270			
	3	HE 500 B	HE 500 B	IPE 270	IPE 270			
	2	HE 500 B	HE 500 B	IPE 270	IPE 270			
	1	HE 500 B	HE 500 B	IPE 270	IPE 270			

Nos casos apresentados o critério que condicionou o dimensionamento não foi o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos mas sim o deslocamento relativo máximo entre pisos na situação de sismo frequente (serviço). Esta abordagem conduziu a que o valor de θ fosse inferior a 0,1, para os pórticos localizados em Lagos e inferior a 0,2 para os pórticos localizados em Lisboa (os valores representativos para cada piso estão representados no Anexo A.1), sendo apenas necessário incorporar no cálculo o factor de amplificação dos efeitos de segunda ordem para a estrutura localizada em Lagos. As figuras seguintes mostram o esquema das secções finais bem como as condições de apoio consideradas para os Caso 1 e 2 nas duas localidades, respectivamente.



Fig. 3.9 - Secções finais para os pórticos simples em Lagos



Fig. 3.10 - Secções finais para os pórticos rígidos em Lisboa

No Quadro 3.15 apresentam-se as secções finais de dimensionamento para os Casos 3 e 4 (soluções de pórticos contraventados), respectivamente. Em pórticos contraventados é relativamente complicado garantir a imposição prescrita pelo EC8 para a esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$) dos elementos de contraventamento. Neste caso foi considerado um comprimento de encurvadura de l no plano perpendicular e $0,5 \cdot l$ no plano do pórtico uma vez que se considerou que os elementos estariam

conectados a meio comprimento por uma chapa metálica. De modo a garantir o exposto no EC8 foi necessário recorrer a elementos metálicos rectangulares com a sua menor largura disposta no plano do pórtico.

Quadro 3.15 - Soluções finais do dimensionamento sísmico

Caso	Piso	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vigas Exteriores	Vigas interiores	q	Massa Sísmica (t)	T (s)
3 Lagos	5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 300	IPE 300	1,51	181,68	0,77
	4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 330	IPE 270			
	3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 330	IPE 270			
	2	HE 200 B	HE 280 B	IPE 330	IPE 270			
	1	HE 200 B	HE 280 B	IPE 330	IPE 270			
4 Lagos	5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 240	2,12	364,37	1,08
	4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 270			
	3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 270			
	2	HE 200 B	HE 260 B	IPE 270	IPE 270			
	1	HE 200 B	HE 260 B	IPE 270	IPE 270			
3 Lisboa	5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 300	IPE 300	1	181,68	0,77
	4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 330	IPE 270			
	3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 330	IPE 270			
	2	HE 200 B	HE 280 B	IPE 330	IPE 270			
	1	HE 200 B	HE 280 B	IPE 330	IPE 270			
4 Lisboa	5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 240	1,4	364,37	1,08
	4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 270			
	3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 270	IPE 270			
	2	HE 200 B	HE 260 B	IPE 270	IPE 270			
	1	HE 200 B	HE 260 B	IPE 270	IPE 270			

Como foi dito anteriormente, devido à dificuldade em garantir os critérios do EC8, os elementos de contraventamento são os mesmos para todos os casos em que serão utilizados. As diagonais têm as seguintes propriedades:

Quadro 3.16 - Secções dos elementos de contraventamento

Piso	Secção T	Area (m ²)	L (m)	Lcr (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ_1	$\bar{\lambda}$
5	120x80 3.6	0.00137	7.82	7.82	0.00000276	0.04488	86.814	2.008
	120x80 3.6	0.00137	7.82	3.91	0.00000147	0.03275		1.376
4	120x80 4	0.00152	7.82	7.82	0.00000303	0.04464		2.019
	120x80 4	0.00152	7.82	3.91	0.00000161	0.03254		1.384
3	120x80 5	0.00187	7.82	7.82	0.00000365	0.04417		2.040
	120x80 5	0.00187	7.82	3.91	0.00000193	0.03212		1.403
2	120x80 6	0.00222	7.82	7.82	0.00000423	0.04365		2.065
	120x80 6	0.00222	7.82	3.91	0.00000222	0.03162		1.425
1	160x80 6	0.0027	8.32	8.32	0.00000868	0.05669		1.690
	160x80 6	0.0027	8.32	4.16	0.00000288	0.03265		1.467

É de notar que nestes casos a estrutura é bastante resistente à acção sísmica como se pode confirmar pelos reduzidos valores dos coeficientes de comportamento apresentados no Quadro 3.15. O critério condicionante no dimensionamento foi a necessidade de controlar a esbelteza normalizada segundo as regras do Eurocódigo 8.

Foi possível garantir a diferença de esforços axiais de 25% em quase todos os contraventamentos (ver Anexos). No entanto é extremamente complicado garantir esta diferença no último andar, conduzindo a que nestes dimensionamentos não fosse garantida essa diferença. As figuras seguintes mostram as secções finais dos pórticos contraventados nas duas localidades (os elementos à compressão são apresentados sem preenchimento uma vez que não entraram no dimensionamento). Devido ao factor de sobrerresistência, há uma ligeira alteração dos pilares inferiores em comparação com o dimensionamento gravítico.

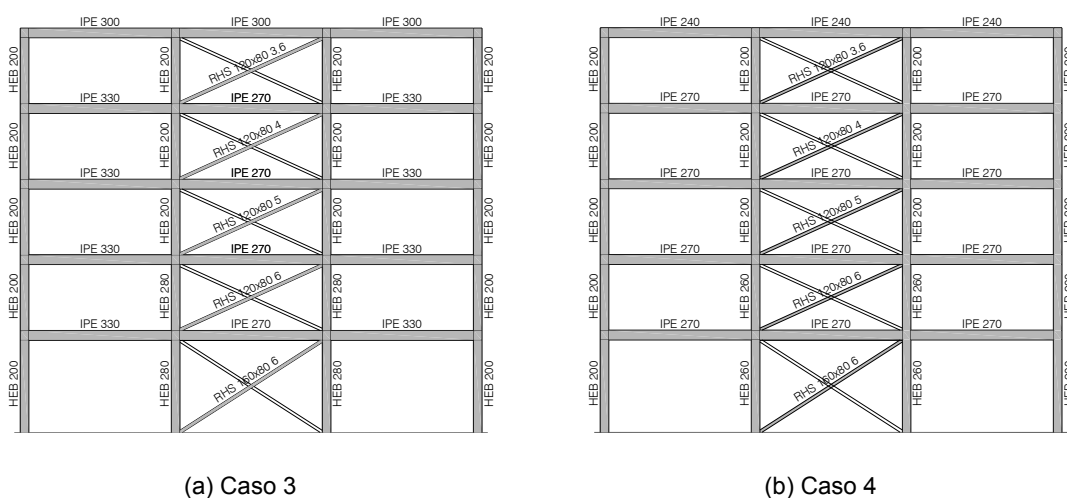


Fig. 3.11 - Secções Finais dos pórticos contraventados para os dois casos e duas localidades

O Caso 5, é o principal caso de estudo deste projecto, uma vez que tem como objectivo de otimizar o comportamento dos elementos e, por conseguinte, reduzir significativamente a quantidade de aço utilizada. Para isso, e como foi referido anteriormente, foi necessário ter em conta o uso de ligações semi-rígidas, que permitem reduzir a quantidade de aço utilizado no dimensionamento gravítico, bem como garantir uma ligeira rigidez lateral à estrutura. Sendo assim, verificou-se que seria possível colocar apenas os contraventamentos necessários para que a estrutura resistisse à acção sísmica. Mais uma vez, deparou-se com o problema da esbelteza normalizada para os elementos de contraventamento, sendo necessário usar as mesmas secções utilizadas anteriormente para os pórticos contraventados (Casos 3 e 4).

Uma vez que apenas os pórticos exteriores é que irão ser reforçados com elementos de contraventamento, foi necessário verificar o nível de esforço horizontal que seria absorvido por cada um dos pórticos.

Após o uso do método do “comboio”, referido anteriormente, verificou-se que o pórtico semi-rígido com elementos de contraventamento absorve 99% da força de corte basal.

As secções finais do dimensionamento sísmico para os pórticos semi-rígidos com elementos de contraventamento (pórticos extremos) estão representadas no Quadro 3.17.

Quadro 3.17 - Secções finais do dimensionamento sísmico para os pórticos extremos semi-rígidos

Caso	Piso	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vigas Exteriores	Vigas interiores	q	Massa (t)	T (s)
5 Lagos	5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 220	IPE 220	2,1	364,37	1,07
	4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 200			
	3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 200			
	2	HE 200 B	HE 260 B	IPE 240	IPE 200			
	1	HE 200 B	HE 260 B	IPE 240	IPE 200			
5 Lisboa	5	HE 200 B	HE 200 B	IPE 220	IPE 220	1,39	364,37	1,07
	4	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 200			
	3	HE 200 B	HE 200 B	IPE 240	IPE 200			
	2	HE 200 B	HE 260 B	IPE 240	IPE 200			
	1	HE 200 B	HE 260 B	IPE 240	IPE 200			

As imagens seguintes ilustram as secções finais para os pórticos semi-rígidos extremos e interiores dimensionados. É de notar que para ambas as zonas, Lagos e Lisboa, obtiveram-se as mesmas soluções.

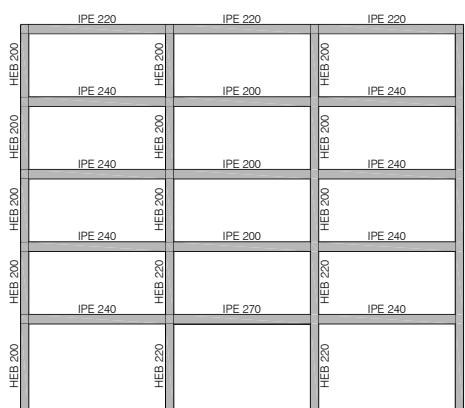


Fig. 3.12 - Pórtico semi-rígido central (Caso 5)

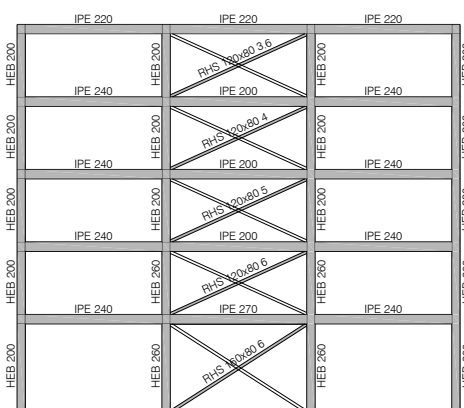


Fig. 3.13 - Pórtico dual lateral (Caso 5)

3.8. COMPARAÇÃO DOS CINCO CASOS

De modo a avaliar a vantagem na utilização dos pórticos semi-rígidos, foi efectuado um cálculo global do peso de aço usado em cada uma das soluções anteriores descritas após o dimensionamento gravítico e sísmico.

3.8.1. DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO

No dimensionamento gravítico não foram consideradas as vigas secundárias. Como é possível verificar através da Fig. 3.1 existem vigas secundárias paralelas e perpendiculares aos pórticos dimensionados anteriormente. Considerou-se que na direcção perpendicular à dos casos em estudo, o edifício seria constituído por pórticos articulados com elementos de contraventamento de modo a garantir a resistência lateral. No que concerne às vigas que estão paralelas aos pórticos dimensionados anteriormente, foi também considerado que seriam articuladas nas extremidades

O quadro seguinte apresenta as secções escolhidas no dimensionamento gravítico das vigas secundárias. Neste dimensionamento foram garantidas as condições de resistência previstas no EC3, bem como as deformações máximas permitidas em Estado Limite de Serviço.

Quadro 3.18 - Dimensões das vigas secundárias

Pisos	Vigas segundo o eixo x		Vigas segundo o eixo y
	Interiores	Exteriores	
1	IPE 500	IPE 360	IPE 330
2	IPE 500	IPE 360	IPE 330
3	IPE 500	IPE 360	IPE 330
4	IPE 500	IPE 360	IPE 330
5	IPE 450	IPE 330	IPE 300

O peso total das vigas secundárias é de 37,21 toneladas. No Quadro 3.19 apresenta-se o peso total de aço em todo o edifício após o dimensionamento gravítico.

Quadro 3.19 - Peso total de aço após o dimensionamento gravítico

EDIFÍCIO	Pórticos Simples	Pórticos de ligações articuladas	Pórticos Semi-Rígidos
PESO TOTAL (t)	69.17	74.61	67.60

Como era de esperar, através da análise do quadro anterior é fácil perceber que há uma ligeira redução na quantidade de aço utilizada com a introdução das ligações semi-rígidas quando comparado com os pórtico simples. No entanto essa diferença toma valores relativamente altos quando comparado com os pórticos de ligações articuladas.

3.8.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

O quadro seguinte apresenta o peso total de aço do edifício em cada caso para ambas as localidades (Lagos e Lisboa) após o dimensionamento sísmico.

Quadro 3.20 - Peso total de aço para os diferentes casos e localidades

		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	
PESO (t)	LOCALIDADE	LAGOS	96.35	96.48	79.04	74.54	69.49
		LISBOA	87.22	90.98	79.04	74.54	69.49

De modo a permitir uma melhor visualização destes valores foi elaborado um gráfico de barras que compara a quantidade de aço necessária em cada um dos casos após o dimensionamento sísmico:

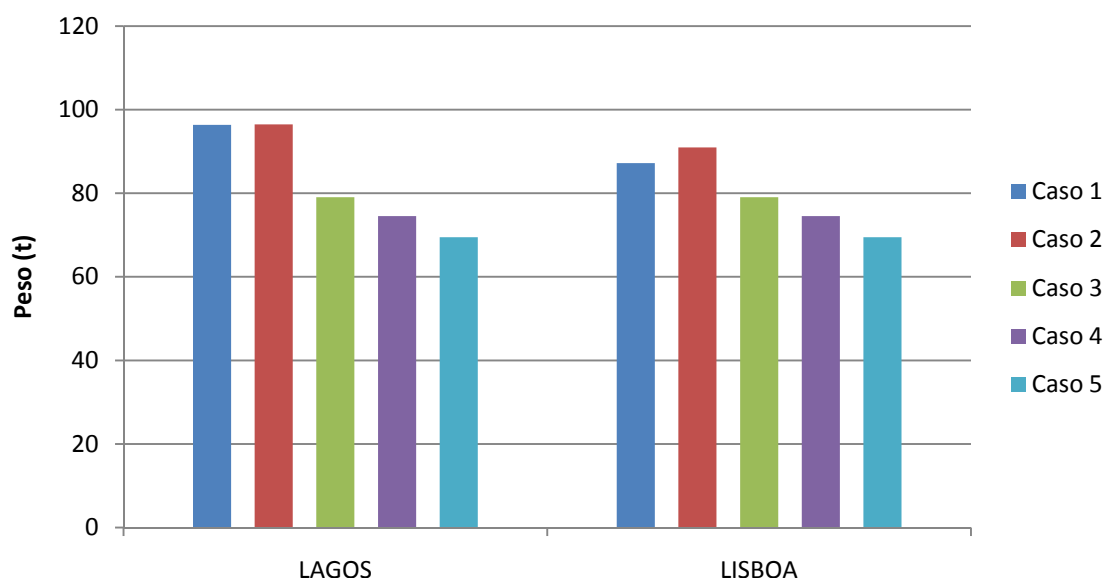


Fig. 3.14 - Quantidades de aço para Lagos e Lisboa

Através da análise do Quadro 3.20 é possível constatar uma considerável diferença entre os pórticos semi-rígidos com adição de contraventamentos e os pórticos rígidos (valores entre 20% a 24% de diferença do peso de aço em todos os casos para ambas as localidades). No entanto em comparação com os pórticos contraventados a diferença não é tão significativa (valores de 6,7% e 12,1% de diferença para os Casos 3 e 4, respectivamente). O facto de para ambas as localidades os Casos 3, 4 e 5 terem a mesma quantidade de aço deve-se a que o dimensionamento foi influenciado pelos elementos de contraventamento conduzindo às mesmas soluções nos três casos.

Seria de esperar uma diferença mais elevada nestes valores, caso fosse utilizado o mesmo método de cálculo com uso das ligações semi-rígidas na direcção perpendicular à que foi objecto de estudo. De modo a ter uma maior percepção, foi elaborada uma tabela com o peso total de aço dos dimensionamentos sísmicos, considerando apenas os pórticos na direcção y.

Quadro 3.21 - Peso total por edifício considerando apenas os pórticos na direcção y

		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
PESO (t)	LAGOS	59.13	59.27	41.83	37.33	32.27
	LISBOA	50.00	53.77	41.83	37.33	32.27

Neste caso foi também elaborado um gráfico de barras de modo a melhorar a percepção destes valores:

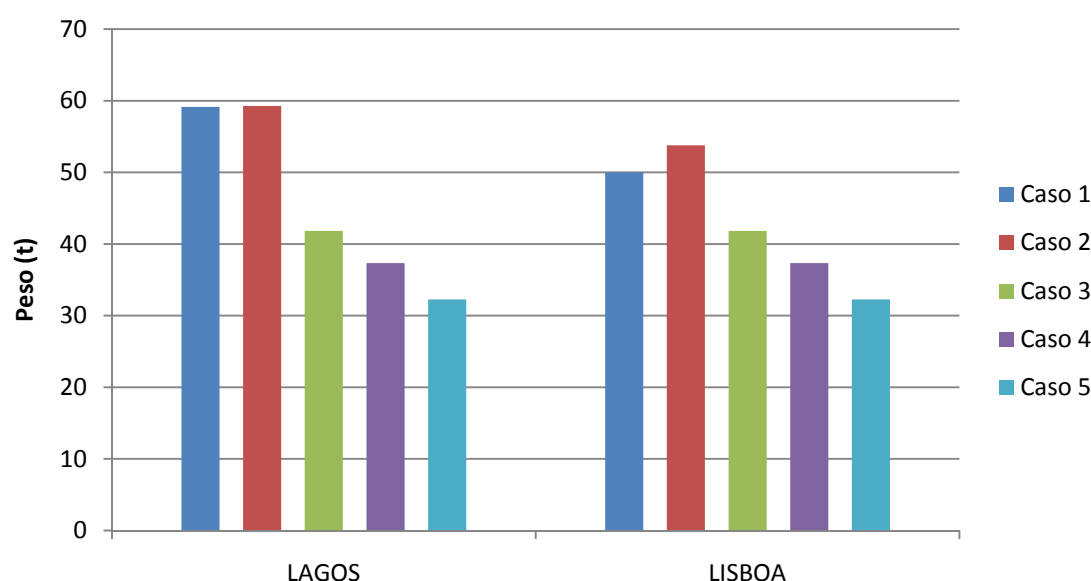


Fig. 3.15 - Quantidades de aço para os casos todos em Lagos e Lisboa considerando apenas os pórticos na direcção y

É de notar uma maior diferença entre casos quando apenas se considera os pórticos na direcção em que se usou a metodologia de ligações semi-rígidas, sendo que esta diferença está compreendida entre 34,6% e 44,7% quando se compara os pórticos duais com os pórticos simples em ambas as localidades e para os diferentes casos. No que concerne à diferença entre os pórticos duais e os contraventados estes valores são de 22,9% e 13,6 % para os Casos 3 e 4, respectivamente.

Assim é possível afirmar que seria interessante utilizar o mesmo método de dimensionamento na direcção perpendicular à utilizada.

3.9. CONCLUSÃO

Ao longo deste capítulo efectuou-se o dimensionamento gravítico e sísmico de uma estrutura metálica segundo as imposições dos regulamentos recorrendo a várias soluções estruturais: pórticos rígidos, pórticos contraventados e pórticos semi-rígidos com adição de contraventamentos tendo-se comparado a quantidade de aço utilizada em cada um dos casos. Desta comparação foi possível constatar que há um ganho em termos de quantidade de aço utilizada considerando o sistema estrutural constituído por pórticos duais.

Nesta fase do trabalho ainda não é possível ter uma ideia completa sobre o comportamento não linear dos vários casos considerados. No capítulo seguinte serão efectuadas análises estáticas não lineares (*pushover*) recorrendo ao programa de cálculo OpenSEES.

4

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo irá efectuar-se uma avaliação do comportamento sísmico das estruturas dimensionadas no capítulo anterior. Para o efeito serão realizadas análises estáticas não-lineares, usualmente designadas de análises *pushover*.

Este tipo de análise permite avaliar o comportamento após a entrada da estrutura em cedência, determinando o valor máximo de corte basal necessário para o qual a estrutura forma um mecanismo de plastificação. Neste tipo de análise é possível ter em conta algumas particularidades tais como o comportamento não linear do material e os efeitos não lineares geométricos ($P-\Delta$).

As análises não-lineares não são geralmente utilizadas no dimensionamento de edifícios, uma vez que do ponto de vista do projectista não terá grande uso o conhecimento do comportamento da estrutura em estado não linear. Este tipo de análise é bastante mais utilizado na investigação. No entanto o projectista poderá eventualmente ter de incorporar no dimensionamento este tipo de análise caso seja requerido pelo regulamento.

Nos subcapítulos seguintes irá ser dada uma breve explicação sobre a análise *pushover* e sobre o programa de análise não-linear utilizado. Posteriormente serão apresentados e discutidos os resultados das análises *pushover* obtido para as estruturas dimensionadas no capítulo anterior.

As análises não lineares foram efectuadas apenas para as estruturas dimensionadas na localidade de Lagos, uma vez que devido à fraca intensidade sísmica em Lisboa, algumas das estruturas dimensionadas anteriormente foram calculadas para coeficientes de comportamento muito próximos da unidade. Considerou-se por isso ser de pouco interesse efectuar uma análise não linear sabendo que estas estruturas permanecerão em regime elástico.

4.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (*PUSHOVER*)

Como o próprio nome indica, este tipo de análise consiste em calcular a resposta não linear de uma estrutura sujeita à acção incremental de forças laterais. Na forma mais simples da análise *pushover* aplica-se um padrão de forças laterais (linear uniforme ou proporcional ao 1º modo de vibração) à estrutura e controla-se o deslocamento de um nó. Esta análise permite a criação de uma curva *pushover* (curva de capacidade) que relaciona o corte basal total aplicado à estrutura (V) com o deslocamento num determinado ponto (D), geralmente o nó no topo do edifício. A Fig. 4.1 ilustra um esquema de uma curva *pushover* associada a um pórtico de ligações rígidas.

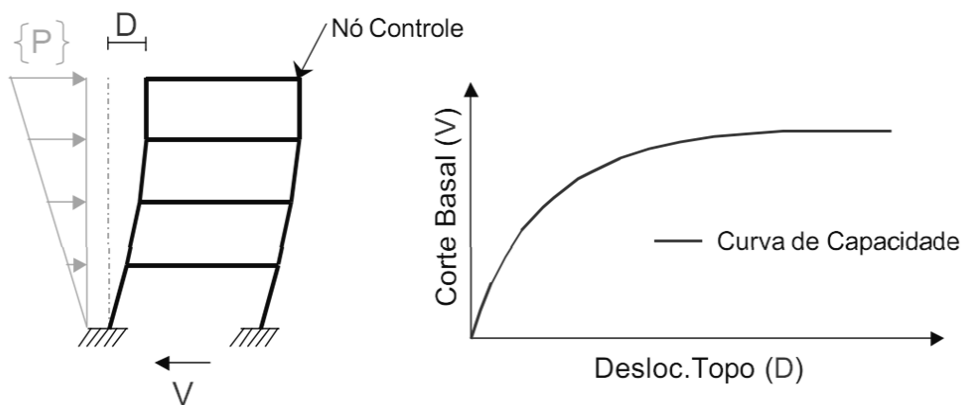


Fig. 4.1 - Esquema de uma curva *pushover*

Este tipo de análise permite compreender a sequência de plastificação dos elementos estruturais para o padrão de cargas considerado e determinar o comportamento global da estrutura para os diferentes estados limites. No entanto, tem como principais desvantagens a não consideração da influência dos modos de vibração mais elevados e de não considerar também a alteração da resposta dinâmica da estrutura resultante da diminuição da rigidez provocada pela acção sísmica.

Resumidamente, e apesar de algumas adversidades, este tipo de análise permite perceber, para além da capacidade resistente da estrutura, a necessidade ou não de conferir uma maior ductilidade na estrutura, identificar quais os elementos que mais influência têm na dissipação de energia e determinar o possível mecanismo global de plastificação.

4.3. PROGRAMA DE CÁLCULO

O programa utilizado na análise estática não linear referida anteriormente foi o OpenSEES (*Open System for Earthquake Engineering Simulations*), que é um programa destinado a cálculos não lineares estáticos e dinâmicos de estruturas e foi desenvolvido pelo centro de investigação de engenharia sísmica PEER, 2006, (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*), localizado na Califórnia.

Este programa tem a particularidade de permitir a realização de vários tipos de análises bem como facultar aos utilizadores uma vasta biblioteca de leis de comportamento dos materiais assim como de tipos de elementos finitos.

4.4. MODELAÇÃO E PROCEDIMENTOS ADOPTADOS NA ANÁLISE

Este subcapítulo tem como principal objectivo apresentar as várias considerações efectuadas na modelação e análise no programa *OpenSEES*, *PEER (2006)*. Inicialmente irão ser apresentados os parâmetros que são comuns a todas as estruturas analisadas neste trabalho e de seguida serão discutidas algumas particularidades relativas às várias estruturas.

4.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A análise não-linear recorrendo a elementos finitos unidimensionais (barra) pode ser efectuada de duas formas: recorrendo a modelos de plasticidade concentrada ou através de modelos de plasticidade distribuída. No primeiro caso assume-se que as zonas que irão entrar em cedência estarão localizadas das extremidades dos elementos e no segundo caso permite-se que a plastificação se desenvolva ao longo do elemento finito.

Neste trabalho serão efectuadas análises não lineares nas quais é considerada plasticidade distribuída. Para o efeito adoptam-se elementos finitos formulados em forças nos quais se consideram 5 pontos de integração distribuídos ao longo do elemento. Segundo *Calabrese et al (2010)* quando são usados elementos finitos com formulação baseada em forças o número de pontos de Gauss deverá ser superior a quatro.

As secções transversais são discretizadas em fibras horizontais com uma espessura de 2 milímetros. Deve referir-se que nas análises efectuadas neste trabalho não se considera a curvatura existente na transição banzo alma da secção transversal do perfil. Esta situação conduz a uma redução de cerca de 5% do momento resistente seccional. De modo a confirmar esta situação, elaborou-se um estudo paramétrico simplificado para três tipos de secções aleatórias que permite comparar o momento plástico real com o momento plástico obtido pelo programa. Os resultados desta comparação estão apresentados no quadro seguinte.

Quadro 4.1 - Diferença dos momentos resistentes

Perfil	$M_{pl,Real}$	$M_{pl,OpenSEES}$	Diferença (%)
IPE 200	60,67	57,66	4,96
IPE 220	78,49	73,75	6,04
IPE 240	100,82	95,15	5,62

Uma vez que estamos a trabalhar num programa que não considera a secção real de um perfil metálico foi necessário atender ao uso de equações de equilíbrio de modo a calcular o momento resistente das vigas em questão ($M_{pl,Opensees}$), que se encontram apresentados no quadro anterior.

A Fig. 4.2 demonstra esquematicamente um perfil tipo das secções transversais, onde é possível visualizar a subdivisão do perfil em fibras.

Estes dois tipos de modelação (modelos de plasticidade distribuída e secções transversais discretizadas em fibras) permitem ter em consideração a plastificação quer ao nível longitudinal do elemento, quer ao nível seccional.

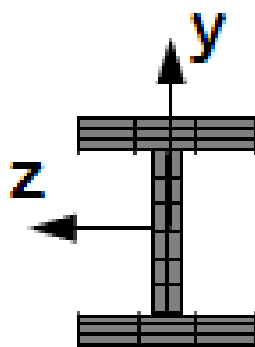


Fig. 4.2 - Perfil metálico tipo

No que concerne à definição do material aço, foi considerado um comportamento bilinear com um endurecimento cinemático de 1%. Para o efeito é utilizou-se o comando “uniaxialMaterial” em conjunto com a função “hardening” a qual permite alterar o comportamento do material a partir de uma determinada tensão. Este tipo de comportamento define que após a entrada em cedência o material responde com um módulo de elasticidade de 1% (valor especificado pelo utilizador) do valor inicial. A figura seguinte demonstra um esquema gráfico relativo ao comportamento considerado para o material.

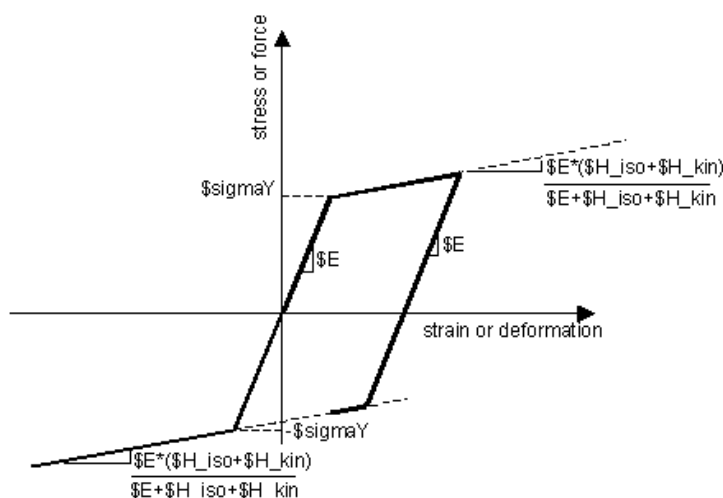


Fig. 4.3 - Comportamento do material “hardening”

Tendo em conta o tipo de elemento considerado, tanto nas vigas como nos pilares, é importante referir que foi utilizado o elemento “nonlinearBeamColumn”.

Um outro parâmetro importante considerado para os elementos foi o tipo de transformação geométrica considerada. Uma vez que o factor preponderante dos efeitos de segunda ordem é o esforço axial em cada elemento, percebe-se que os pilares serão mais influenciados, sendo que nas vigas não são de esperar efeitos significativos de segunda ordem.

Sendo assim para as vigas foi considerada uma transformação linear que não tem consideração os efeitos anteriormente descritos, enquanto que para os pilares foi considerada uma transformação que permite entrar com estes efeitos de segunda ordem. Após alguns cálculos verificou-se que seria necessário utilizar uma transformação corrotacional em detrimento da transformação P-Delta devido à dificuldade de convergência desta.

As análises foram efectuadas através de incrementos do deslocamento no topo do edifício de 1 milímetro até se atingir um deslocamento final de 0,75 metros, correspondente a cerca de 4% da altura total das estruturas analisadas. Para cada incremento de deslocamento o programa fornece o multiplicador de carga que é utilizado na determinação do corte basal aplicado na estrutura.

4.4.2. PÓRTICOS SIMPLES

Na modelação deste tipo de pórticos, uma vez que estamos perante ligações rígidas entre os elementos, é apenas necessário definir os nós principais da estrutura e ligá-los através dos elementos finitos de barras. As imagens seguintes demonstram esquematicamente a ligação entre dois pilares e uma viga considerados no programa.

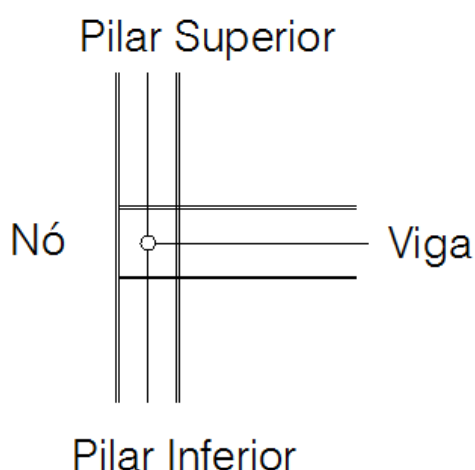


Fig. 4.4 - Ligação

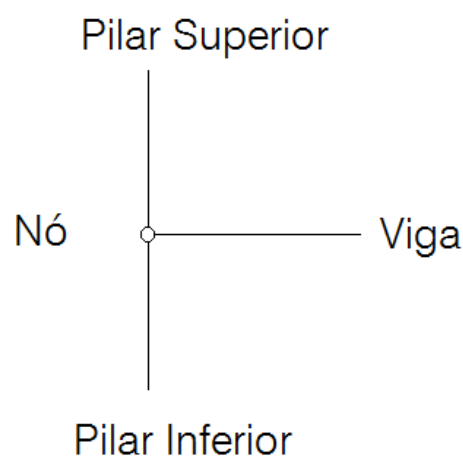


Fig. 4.5 - Esquema do programa

A grande diferença entre os Casos 1 e 2 é a tipologia dos pórticos interiores. Uma vez que no primeiro caso estamos perante uma estrutura constituída por 4 pórticos resistentes com iguais características, foi apenas necessário considerar na análise um dos pórticos, sendo que no final a resistência total da estrutura será 4 vezes o resultado final obtido na curva *pushover*.

No segundo caso os pórticos exteriores são pórticos resistentes e os interiores são pórticos meramente gravíticos, sem qualquer resistência sísmica. Assim optou-se por modelar metade da estrutura sendo que o pórtico interior foi incluído de forma simplificada de modo a aumentar o efeito desfavorável dos efeitos de segunda ordem. Para esse efeito introduziu-se uma coluna vertical de bielas articuladas sujeitas a um esforço vertical correspondente à carga aplicada no pórtico interior. Esta coluna foi afastada do pórtico resistente e ligada a este por meio de bielas que têm apenas a função de transferir

esforços horizontais. Desta forma foi possível incorporar a componente dos efeitos $P-\Delta$ relativas ao pórtico interior.

No final a resistência total do edifício para o Caso 2 será o dobro da obtida na análise *pushover* determinada com as considerações anteriores.

4.4.3. PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CENTRADO

Neste tipo de pórticos há uma ligeira alteração em comparação com os pórticos anteriores (pórticos simples) no que respeita à ligação viga-pilar e na ligação dos elementos de contraventamento à estrutura.

Uma vez que estamos perante casos de ligações articuladas, é necessário recorrer a um elemento disponível no OpenSEES, denominado de “zerolength” que como o próprio nome indica, possui um comprimento nulo. Este elemento, definido através de dois nós coincidentes permite definir leis de interação entre os graus de liberdade dos referidos nós.

Usando a função “equalDOF” (equal degrees of freedom), é possível definir que os nós com as mesmas coordenadas têm exactamente as mesmas condições de rigidez segundo os graus de liberdade desejados. Neste caso definiu-se que segundo a direcção horizontal e vertical (translação) os nós com as mesmas coordenadas seriam infinitamente rígidos. No caso do grau de liberdade rotação, uma vez que estão a ser consideradas ligações articuladas, utilizou-se uma lei histerética linear elástica com rigidez próxima do valor nulo. Para esse efeito é considerado um novo comportamento dos elementos “zerolength”, onde é novamente utilizado o comando denominado de “uniaxialMaterial”, no entanto, neste caso ao invés de se utilizar a função “hardening” é usada a função “Elastic”.

Resumindo, os dois nós são ligados através de um “zerolength” e de duas condições “equalDOF”, que permitem definir o comportamento da ligação.

As imagens seguintes apresentam esquematicamente o esquema de modelação descrito. Apesar de no programa o elemento “zerolength” unir nós coincidentes, no esquema seguinte encontra-se representado como se fosse uma mola de modo a permitir uma melhor compreensão.

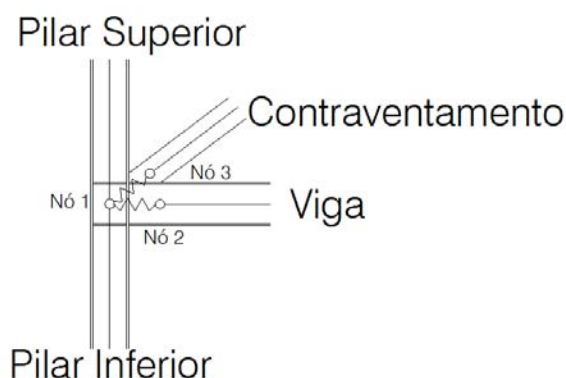


Fig. 4.6 - Ligação

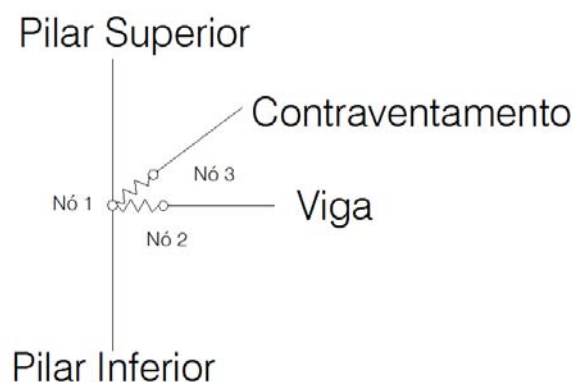


Fig. 4.7 - Esquema da ligação

Neste tipo de pórticos, foi necessário definir as secções rectangulares ocas dos elementos de contraventamento. Estes elementos foram definidos através assemblagem de rectângulos, que representam cada uma das quatro placas das diagonais. A figura seguinte permite compreender a definição destes elementos em que cada rectângulo é caracterizado por quatro pontos em que as

coordenadas são dadas em função de um sistema de eixos colocado no centro do elemento. Como se pode ver na figura não foi possível considerar a curvatura dos bordos, no entanto este tipo de diferença não irá ter grandes influências no resultado final.

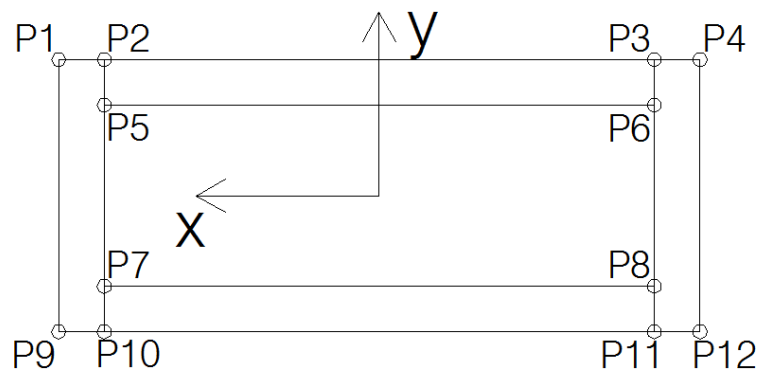


Fig. 4.8 - Seção tipo dos elementos de contraventamento definida pelo programa

As fibras horizontais consideradas para estes elementos têm exactamente a mesma espessura e direcção das secções metálicas descritas anteriormente.

Apesar de no dimensionamento elástico ter sido considerado, por imposição do regulamento, que apenas se tinha em conta os elementos de contraventamento sujeitos a tracção, na análise não linear consideram-se ambos os elementos. No entanto, foi também efectuado o cálculo não linear considerando apenas os elementos sujeitos à tracção de modo a poder ser elaborada uma comparação com o dimensionamento elástico tendo como objectivo a verificação do modelo.

O Caso 4 é muito semelhante ao Caso 2, uma vez que os pórticos interiores são meramente gravíticos, sendo assim foi usada exactamente a metodologia descrita anteriormente com vista a inclusão do efeitos P-Delta.

As imperfeições locais dos elementos de contraventamento foram consideradas através da imposição de uma deformação inicial no elemento. De forma simplificada, considerou-se que o elemento teria uma deformação triangular, onde o nó central sofreria uma translação perpendicular ao elemento de $L/500$ em que L se refere ao comprimento total do contraventamento. Este valor foi escolhido por ser o indicado como tolerância máxima nas tabelas dos fabricantes.

4.4.4. PÓRTICOS DUAIS

No que respeita aos pórticos duais a grande diferença em comparação com os pórticos anteriores é que é necessário introduzir novamente os elementos “zerolength” nas ligações dos elementos horizontais aos verticais. No entanto, a rigidez considerada nestes casos tem o valor considerado no capítulo 3 na fase de dimensionamento (7000 KN.m/rad).

Uma vez que no dimensionamento foi utilizado o método do “comboio” para o Caso 5 e apesar de se ter concluído que não faria grande diferença estudar o pórtico dual sozinho ou em paralelo com o pórtico semi-rígido, decidiu-se utilizar o mesmo método na análise não linear.

Tendo em consideração que estamos perante um caso de ligações semi-rígidas é necessário ter em conta outro factor muito importante. Apesar de inicialmente ter sido assumido que as ligações semi-rígidas seriam totalmente resistentes, isto é, capazes de transmitir o momento máximo desenvolvido pela viga metálica, efectuou-se um estudo paramétrico simples no qual se considerou diferentes níveis de resistência das ligações como percentagem da capacidade resistente da viga à flexão. Para o efeito considerou-se uma nova lei momento-rotação designada de “ElasticPP”, no OpenSEES. Esta lei permite, para um determinado elemento “zerolength” que possui a rigidez definida no Capítulo 3, atribuir um momento resistente a este elemento. No próximo subcapítulo serão definidas as diferentes resistências escolhidas para as ligações.

A imagem seguinte demonstra a comparação entre as funções “Elastic” e “ElasticPP”. Como foi referido anteriormente, na primeira define-se apenas a rigidez do elemento enquanto que na segunda é permitido não só definir a rigidez, bem como a tensão máxima que o elemento resiste.

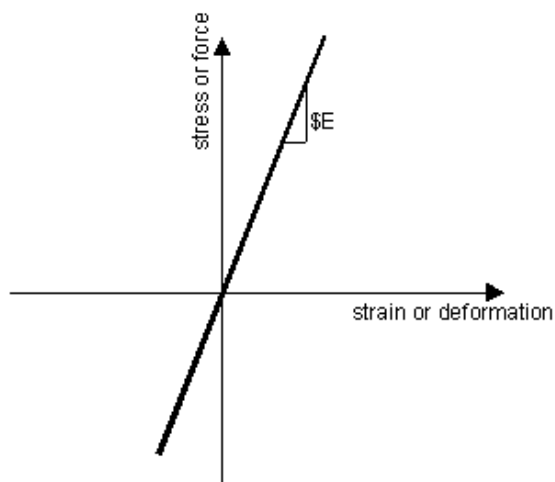


Fig. 4.9 - Lei de comportamento “Elastic”

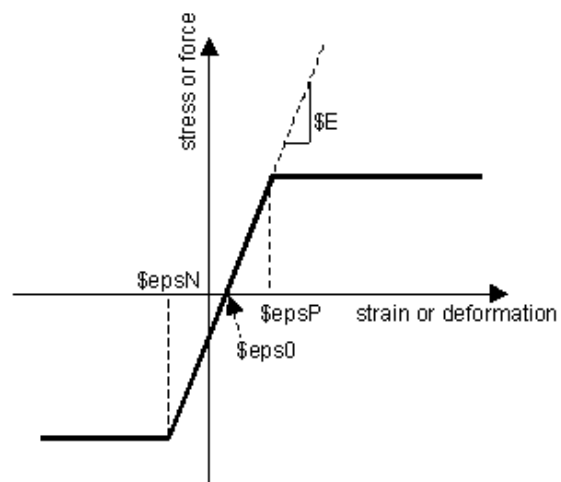


Fig. 4.10 - Lei de comportamento “ElasticPP”

4.5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste sub-capítulo serão apresentados e discutidos os resultados das análises não lineares para os diferentes pórticos dimensionados anteriormente para a localidade de Lagos. No anexo A.2 apresenta-se a listagem de um ficheiro de texto utilizado na modelação dos pórticos duais, de modo a permitir uma maior compreensão das considerações adoptadas.

De forma a verificar o modelo e as considerações efectuadas foram comparados em regime elástico os esforços obtidos em no modelo de dimensionamento e no modelo de OpenSEES.

4.5.1. PÓRTICOS SIMPLES

Tendo em conta os dimensionamentos efectuados no capítulo anterior efectuou-se análises não lineares para os Casos 1 e 2 localizadas em Lagos.

O gráfico seguinte ilustra a curva *pushover* determinada para o Caso 1. É de notar que o corte basal de dimensionamento está relativamente coincidente com a formação da primeira rótula plástica. Isto permite constatar que tanto o dimensionamento como a análise não linear estão em conformidade. O ponto *V* indicado no gráfico corresponde ao valor do corte basal para o qual se forma a primeira rótula plástica numa viga da estrutura.

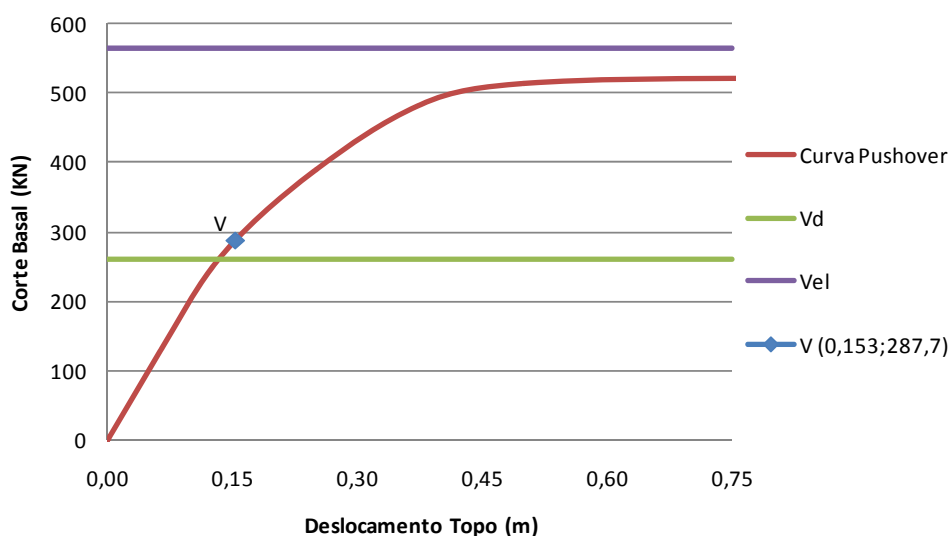
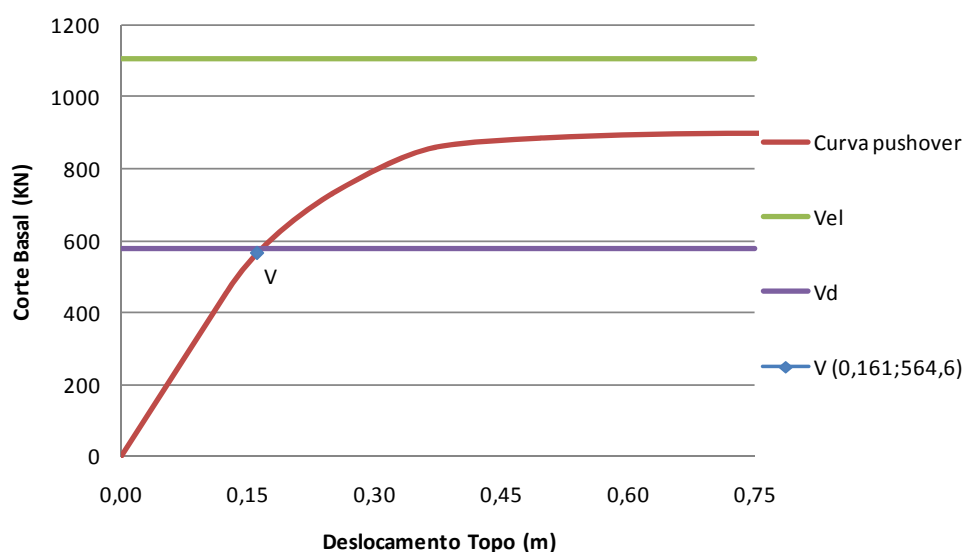
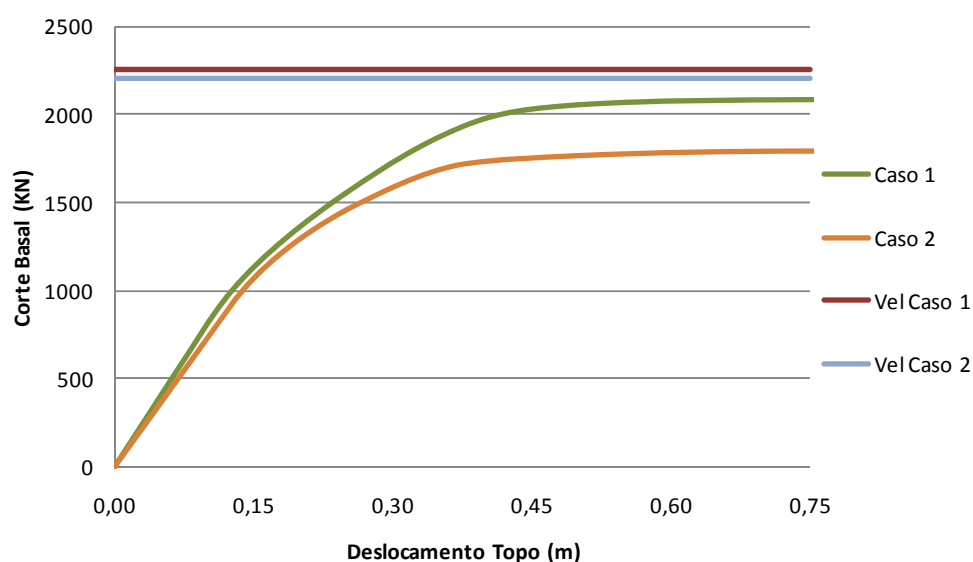


Fig. 4.11 - Curva *pushover* Caso nº 1

Neste tipo de curvas, a fase em que se verifica uma transição de recta para curva, significa o início do regime não linear com a formação da primeira rótula plástica. Uma vez que estamos perante um programa que considera uma diminuição da resistência das vigas de cerca de 5% do momento plástico real devido à não consideração da curvatura na ligação banzo alma, é de esperar que a estrutura entre em cedência antes de atingir o corte basal de dimensionamento. Tendo em conta o gráfico anterior é possível verificar que a formação da primeira rótula plástica ocorre ligeiramente acima deste patamar. Isto deve-se ao facto de não ser apenas uma viga que está a entrar em regime plástico mas sim um conjunto de vigas. No entanto a curva *pushover* apresenta a entrada em cedência ligeiramente antes do corte basal de dimensionamento. O gráfico seguinte apresenta a curva *pushover* do Caso 2, bem como os valores de corte basal elástico e de dimensionamento.

Fig. 4.12 - Curva *pushover* Caso 2

Este caso permite confirmar o que foi dito anteriormente. Nota-se o início da formação das rótulas plásticas e observa-se que o ponto *V* (formação da primeira rótula plástica) ocorre ligeiramente antes de atingir o corte basal de dimensionamento. Assim pode-se concluir que neste caso não existem tantos elementos a entrar em regime plástico ao mesmo tempo como no caso anterior. É interessante verificar que em ambos os casos o valor final do corte basal resistente para este tipo de pórticos (pórticos simples), é bastante superior ao valor de dimensionamento utilizado, aproximando-se mesmo dos cortes basais elásticos (Fig. 4.13). Pode-se por isso concluir que ambas as estruturas desenvolvem níveis reduzidos de ductilidade.

Fig. 4.13 - Curvas *pushover* totais do edifício para os casos 1 e 2

A diferença entre os comportamentos em ambos os casos deve-se principalmente à desigualdade entre o coeficiente de comportamento utilizado em ambos os dimensionamentos que conduziu à ligeira diferença entre os cortes basais de dimensionamento, uma vez que o corte basal elástico é relativamente semelhante em ambos os casos. É necessário ter em consideração que o Caso 1 apresenta uma maior proximidade com o corte basal elástico do que o Caso 2. Pode-se concluir por isso que o primeiro caso apresenta uma menor exploração da ductilidade, uma vez que para deslocamentos elevados, a estrutura está próxima da resistência elástica.

4.5.2. PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CENTRADO

Antes de apresentar os resultados finais das curvas *pushover* para os Casos 3 e 4, é necessário verificar se os elementos de contraventamento seguem um comportamento esperado através de uma relação entre o esforço e a deformação axial. Para o efeito foram considerados os elementos de contraventamento posicionados no primeiro andar da estrutura e analisou-se os esforços e deslocamentos axiais da diagonal sujeita à tracção e à compressão.

As Fig. 4.14 e Fig. 4.15 apresentam a relação entre o esforço e a deformação axial dos elementos à tracção e compressão, respectivamente. É possível reparar que, tanto o elemento à compressão como o elemento à tracção, apresentam um comportamento expectável e coerente com *Málaga-Chuquitaype C et al, (2011)*. A diagonal sujeita à compressão atinge o valor da carga crítica entrando de seguida num regime de degradação da resistência axial. A diagonal sujeita à tracção atinge a resistência plástica entrando numa fase de endurecimento.

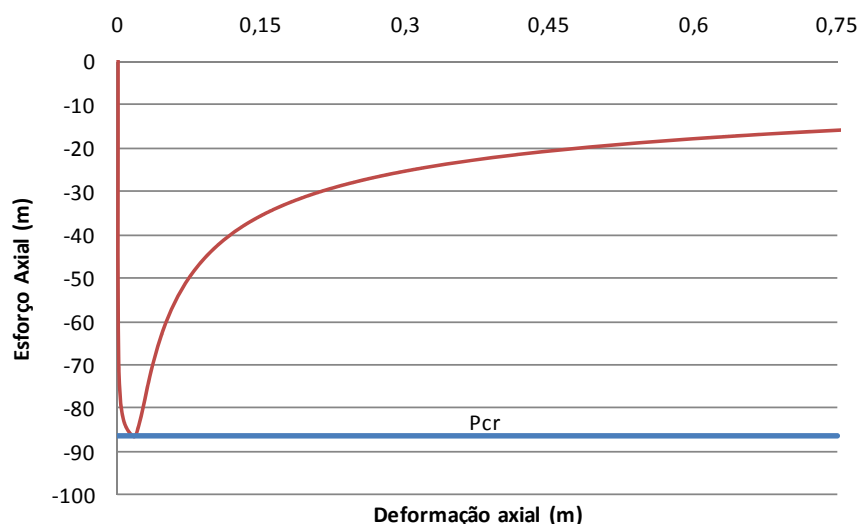


Fig. 4.14 - Curva esforço axial/ deformação axial do contraventamento do 1º andar à compressão

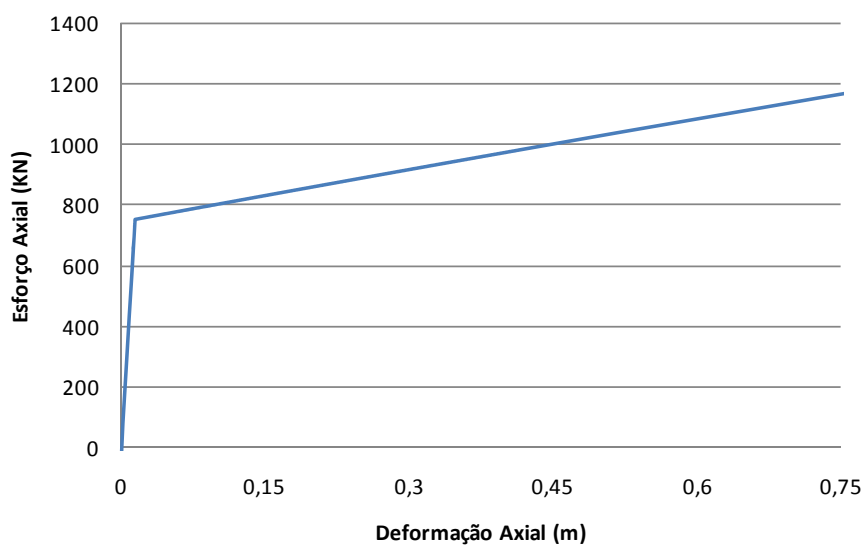


Fig. 4.15 - Curva esforço axial/deformação do contravenamento do 1º andar à tracção

Estes comportamentos são apenas demonstrados para o Caso 3, uma vez que são bastante semelhantes aos outros casos. Com base nestes resultados pode concluir-se que o programa de cálculo consegue representar de forma rigorosa o comportamento real das diagonais.

Nas Fig. 4.16 e Fig. 4.17 estão apresentadas duas curvas *pushover* para cada um dos casos (Casos 3 e 4), considerando-se a situação em que existe a presença das diagonais à tracção e compressão (T+C) e o cenário em que se considera apenas as diagonais à tracção (T). Estão também representados os cortes basais elásticos e de dimensionamento.

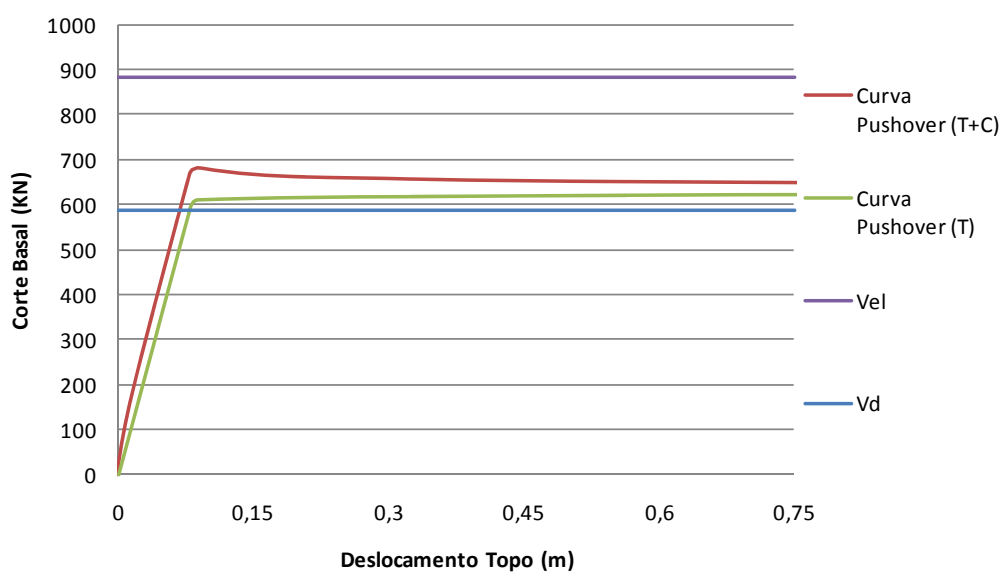
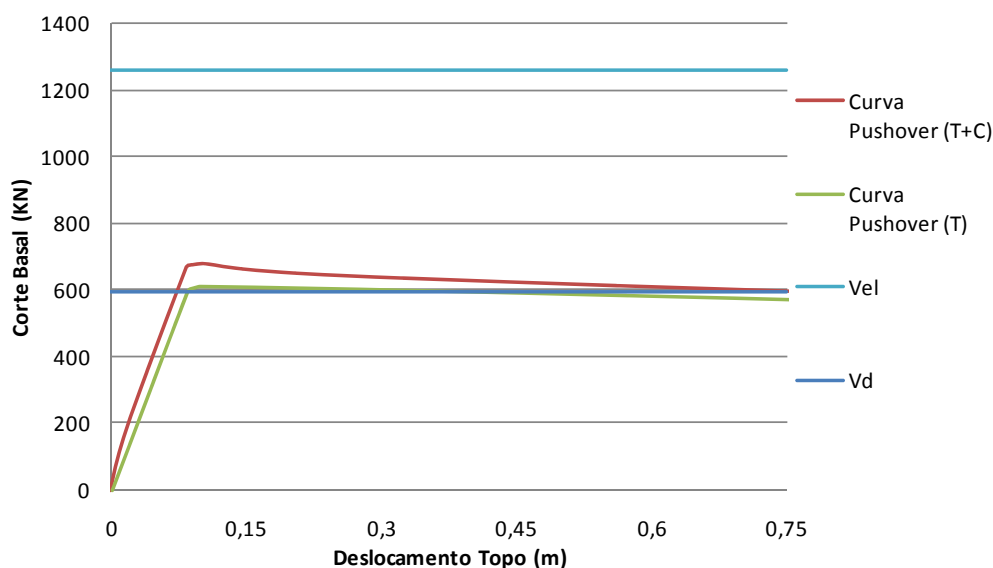
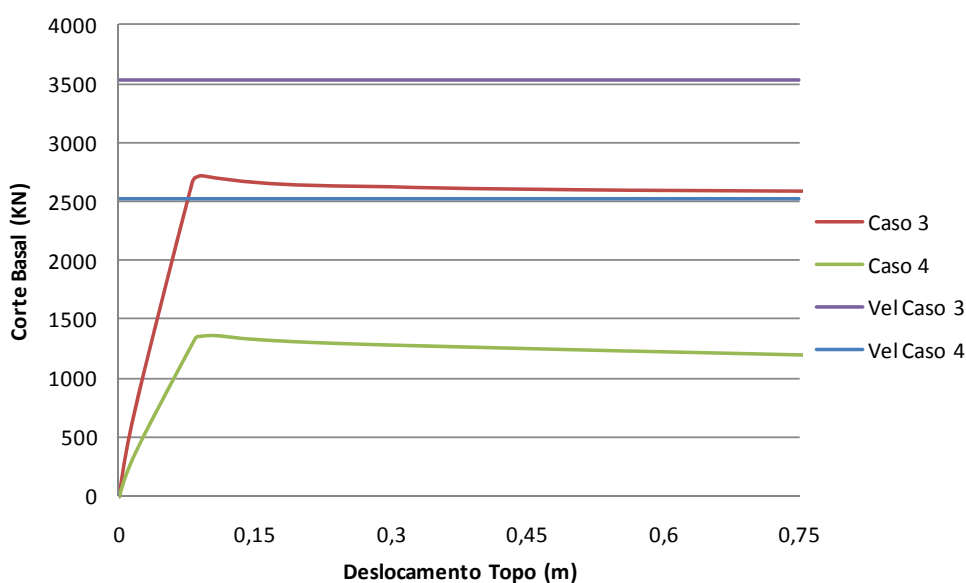


Fig. 4.16 - Curva *pushover* do Caso 3

Fig. 4.17 - Curva *pushover* do Caso 4

Mais uma vez é de notar que existe uma grande aproximação, em ambos os casos, entre o corte basal de dimensionamento e a fase em que a curva *pushover* apresenta a plastificação do primeiro elemento.

Através da análise dos gráficos anteriores percebe-se uma ligeira diferença entre as curvas que consideram só os elementos à tracção e ambos os elementos. Esta diferença sofre apenas um ligeiro incremento na fase inicial do carregamento, uma vez que o elemento de contraventamento à compressão atinge o valor da carga crítica para valores de deslocamentos reduzidos (Fig. 4.14), conduzindo a que a partir de um determinado deslocamento, ambas as curvas apresentem a mesma inclinação no estado elástico da estrutura (situação em que o elemento à compressão já não oferece resistência). Na Fig. 4.18 estão apresentadas as curvas *pushover* dos Casos 3 e 4 bem como os cortes basais elásticos.

Fig. 4.18 - Comparação das curvas *pushover* nos Casos 3 e 4

Como era de esperar o caso estrutural em que foram usados quatro pórticos resistentes tem o dobro da resistência quando comparado com o caso em que se escolheu apenas dois pórticos resistentes. Este resultado deve-se ao facto de os elementos de contraventamento terem sido condicionados pela esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$), que conduziu a diagonais iguais nos dois casos.

Apesar de tudo, nota-se que no Caso 3 (quatro pórticos contraventados) há uma menor exploração da ductilidade devido ao reduzido coeficiente de comportamento que conduziu a uma resistência final do edifício muito próxima do corte basal elástico previsto pelo *Eurocódigo 8*.

4.5.3. PÓRTICOS DUAIS

Para este caso (Caso 5) foram efectuados alguns cálculos paralelos ao objectivo inicial proposto de modo a compreender eventuais comportamentos particulares dos pórticos semi-rígidos e duais.

Inicialmente foi importante verificar a resistência de um pórtico semi-rígido quando solicitado por uma acção lateral. Para isso foi modelado o pórtico central gravítico dimensionado anteriormente considerando ligações viga-pilar semi-rígidas totalmente resistentes e com pilares articulados na base.

Foram efectuados três casos de carga gravítica, considerando que o pórtico estaria sujeito a uma acção vertical igual à de um pórtico central e lateral e por fim sem qualquer tipo de carga vertical. No gráfico seguinte apresentam-se as curvas *pushover* para os três cenários.

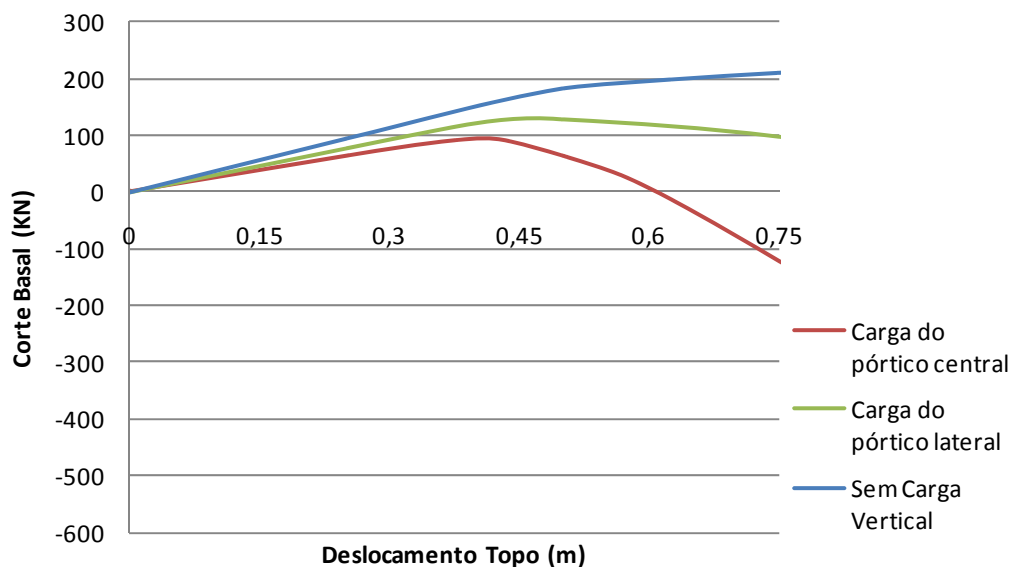


Fig. 4.19 - Comparação das Resistências dos semi-rígidos para diferentes tipos de carga vertical

Como é possível observar, o pórtico semi-rígido possui muito pouca resistência quando solicitado horizontalmente. Essa resistência diminui consideravelmente com o aumento do nível de carga vertical, sendo por isso necessário recorrer a elementos de contraventamento.

Um outro estudo efectuado consistiu na consideração da resistência das ligações ao momento flector, onde foram consideradas três tipos de ligações que resistem a 50%, 100% e 120% do momento plástico das vigas adjacentes.

A Fig. 4.20 ilustra o resultado final para os casos descritos anteriormente considerando um nível de carga central. Com a redução da resistência das ligações verifica-se uma redução da resistência do

pórtico e uma maior influência dos efeitos P- Δ . Mais à frente serão observadas essas diferenças para os pórticos semi-rígidos actuando em paralelo com os pórticos duais.

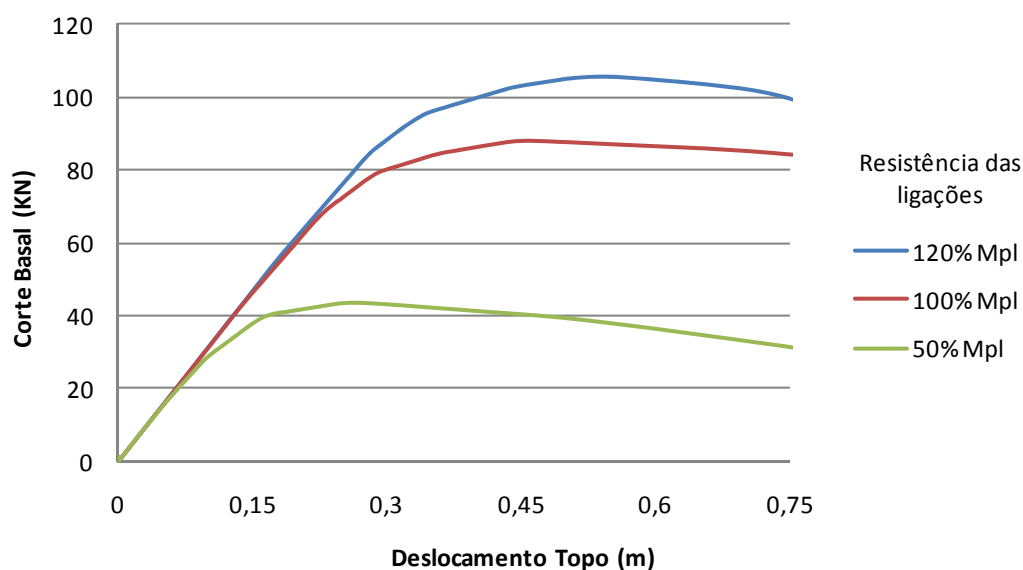


Fig. 4.20 - Curvas *pushover* para os pórticos semi-rígidos para diferentes resistências das ligações

Após estes cálculos simplificados que permitiram compreender alguns comportamentos importantes dos pórticos semi-rígidos, é possível iniciar um estudo mais elaborado do comportamento global dos pórticos duais.

A análise não linear destes pórticos incorporou também as resistências das ligações consideradas anteriormente. Apesar de não ser totalmente perceptível na Fig. 4.21, o comportamento do pórtico para um momento resistente “infinito” das ligações e 120% do momento plástico resistente da viga é muito semelhante.

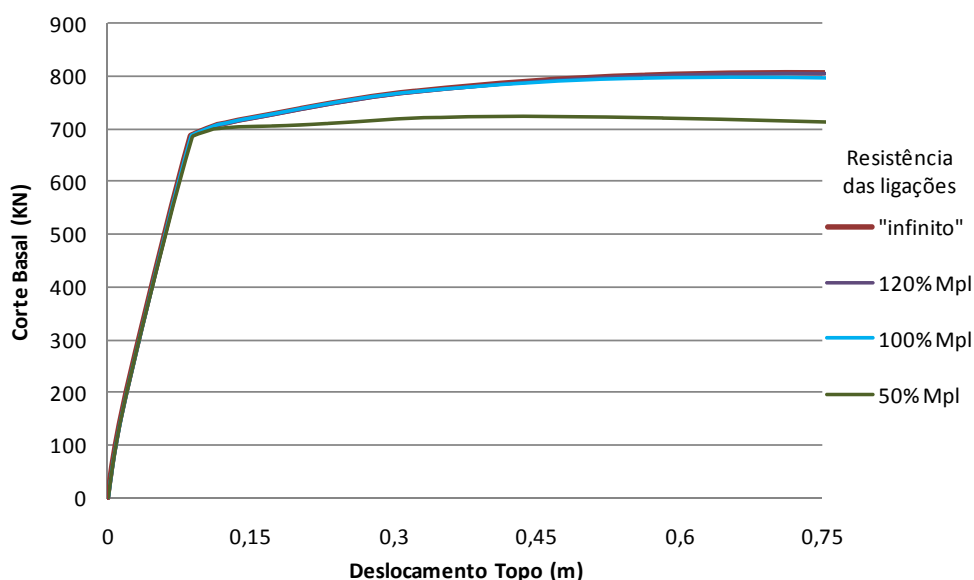


Fig. 4.21 - Curvas *pushover* para os diferentes níveis de resistência das ligações (Caso 5)

É de notar que com a diminuição da resistência das ligações as curvas *pushover* tendem a aproximar-se dum comportamento idêntico às curvas *pushover* dos pórticos articulados com elementos de contraventamento. Assim pode-se concluir que a existência de ligações semi-rígidas confere à estrutura um comportamento bastante mais estável para deformações mais elevadas.

Na Fig. 4.22 apresenta-se uma comparação das curvas *pushover* obtidas para os casos analisados.

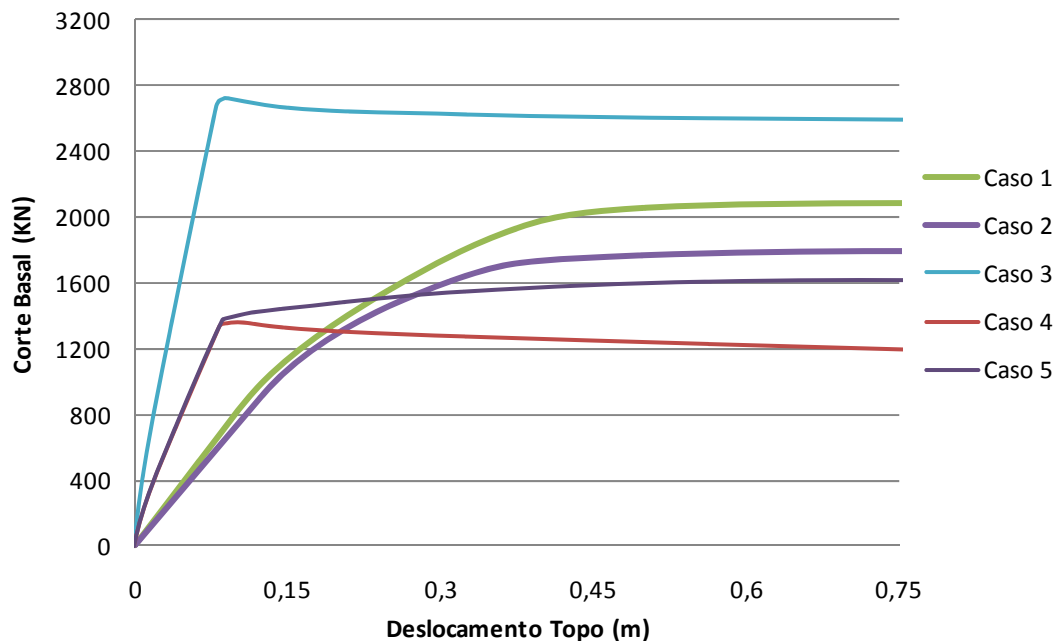


Fig. 4.22 - Curvas pushover dos 5 casos considerados

Tendo em conta a figura anterior e as quantidades de aço utilizadas em cada sistema estrutural, percebe-se as vantagens dos pórticos duais quando comparados com outros sistemas estruturais.

É possível observar um comportamento muito idêntico entre o edifício com dois pórticos contraventados e dois gravíticos (Caso 4) e a estrutura com dois pórticos duais e dois semi-rígidos (Caso 5). No Caso 4, após a plastificação dos elementos de contraventamento há um decaimento da curva de capacidade devido à presença importante de efeitos P-Delta. No Caso 5 observa-se um incremento da resistência que se deve à contribuição do pórtico de ligações semi-rígidas.

Na Fig. 4.22 não é possível verificar a ductilidade dos pórticos dimensionados. Com esse intuito foi elaborado um gráfico (Fig. 4.23) que compara a relação entre o corte basal da análise não linear com o corte basal elástico da estrutura e o deslocamento no topo do edifício. Assim é permitido ter uma maior percepção do nível de ductilidade instalada em cada caso.

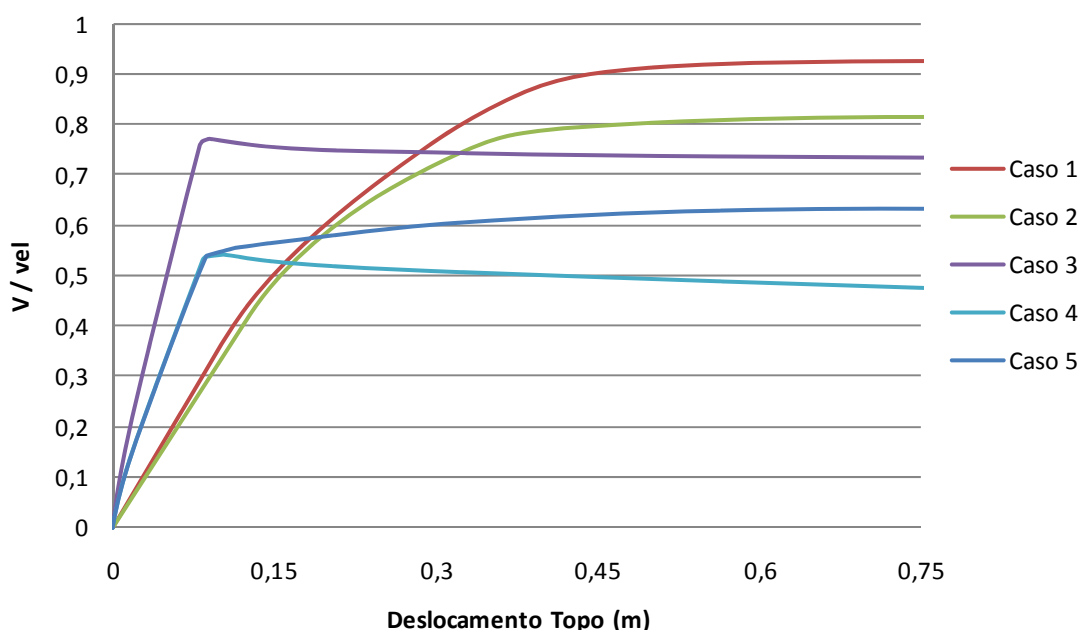


Fig. 4.23 - Relação da ductilidade exigida nos diferentes casos

Através da Fig. 4.23 percebe-se que existe pouca exploração da ductilidade nos pórticos simples em comparação com os pórticos duais, uma vez que para deformações elevadas os pórticos simples apresentam uma resistência muito próxima do corte basal elástico quantificado na fase de dimensionamento. Estes sistemas estruturais (pórticos simples) apesar de apresentarem resistências elevadas possuem uma maior flexibilidade quando comparados com os outros casos.

Apesar de os pórticos simples (Casos 1 e 2) apresentarem uma resistência final mais elevada, é importante relacionar este facto com a quantidade de aço que é utilizada em cada uma das estruturas. No capítulo anterior foram apresentados os pesos de aço para cada edifício. É possível deparar com uma considerável diferença, sendo que o edifício constituído por pórticos simples requer uma maior quantidade de aço e acaba por desenvolver menores níveis de ductilidade.

Era de esperar que o Caso 3 (quatro pórticos contraventados) obtivesse uma reduzida exploração da ductilidade, uma vez que foi dimensionado para um coeficiente de comportamento relativamente próximo da unidade.

Os casos 4 e 5 apresentam o mesmo nível de resistência em fase elástica e no caso em que são usados pórticos duais a curva não apresenta redução de resistência para os deslocamentos apresentados conferindo à estrutura uma maior estabilidade. Em ambos os casos há uma maior exploração da ductilidade quando comparados com os outros dimensionamentos efectuados.

4.6. CONCLUSÃO

Neste capítulo efectuou-se uma introdução às análises estáticas não lineares, tipicamente designadas de análises *pushover*. Foi apresentado detalhadamente o programa de análise utilizado, efectuando-se considerações quanto à representação da plasticidade, definição das secções e dos materiais.

Após discussão dos aspectos relacionados com a modelação foram apresentados e comparados os resultados finais das curvas *pushover* para cada caso dimensionado no Capítulo 3, bem como alguns gráficos com características particulares que permitem uma melhor compreensão do comportamento das diferentes soluções estruturais.

É importante referir que, no geral, o edifício composto por pórticos duais, apesar de apresentar a mesma resistência em regime elástico que o edifício constituído por dois pórticos contraventados, após a entrada em regime não linear, o primeiro possui uma ligeira melhoria de comportamento em comparação ao segundo, uma vez que nos pórticos articulados com elementos de contraventamento, a curva *pushover* apresenta uma degradação em termos de resistência após atingir a plastificação.

Uma das preocupações na elaboração desta tese é a existência ou não de ligações metálicas semi-rígidas com as características descritas anteriormente, ou seja, ser permitido para uma determinada rigidez escolhida para a ligação, garantir que esta apresenta uma resistência igual à da viga. Como foi demonstrado a redução do momento plástico resistente das ligações desempenha um papel importante no comportamento da estrutura.

No que concerne à ductilidade de cada solução estrutural nota-se que os pórticos simples, apesar de serem dimensionados para um coeficiente de comportamento superior aos restantes pórticos, não exploram ao máximo a ductilidade, uma vez que apresentam níveis de redistribuição elevadas e, para deformações elevadas, uma resistência muito próxima do corte basal elástico.

No capítulo seguinte serão efectuadas as conclusões finais da dissertação, bem como uma proposta para eventuais desenvolvimentos futuros.

5

CONCLUSÃO

5.1. CONCLUSÕES FINAIS

Esta dissertação tinha como objectivo principal estudar a viabilidade da utilização de pórticos duais em estruturas localizadas em zonas sísmicas. Os sistemas duais, definidos nesta tese como soluções estruturais resultantes da combinação de pórticos semi-rígidos com contraventamentos, demonstraram ser uma clara alternativa às soluções tradicionais de pórticos simples e contraventados (centrados ou excêntricos). As reduções importantes ao nível da quantidade de aço e a estabilidade do comportamento em regime não linear apresentam-se como as principais vantagens dos sistemas duais. Em contrapartida, a maior complexidade em termos do dimensionamento das ligações e a escassez de regras de dimensionamento sísmico na regulamentação europeia tornam este tipo de soluções menos atractivas para os projectistas. Nos parágrafos seguintes apresenta-se um resumo das principais conclusões alcançadas nesta investigação:

- Com base nos resultados obtidos foi possível confirmar que as estruturas compostas por pórticos duais apresentam um bom comportamento estrutural, muito semelhante aos pórticos com contraventamentos centrados, mas mais estável em regime não linear.
- Em comparação com soluções constituídas por pórticos simples e contraventados, verificou-se que as soluções constituídas por pórticos duais estão associadas a menores quantidades de aço. As diferenças em termos de peso de aço poderiam ser ainda mais significativas caso tivessem sido consideradas soluções duais na direcção perpendicular à considerada nos casos estudados.
- Apesar da diminuição da quantidade de aço utilizada para os pórticos duais, que está directamente relacionada com a diminuição dos custos de material, e do melhor comportamento destes pórticos para deslocamentos elevados, é necessário ter em conta que

nestes pórticos poderá eventualmente existir um aumento do custo das ligações em comparação com os pórticos contraventados correntes.

- No que concerne à exploração da ductilidade em situação sísmica, foi possível constatar que, de entre os vários casos considerados, o Caso 5 (pórticos duais) foi aquele que apresentou a melhor relação entre ductilidade expectável e estabilidade em regime do comportamento em regime não linear. Por outro lado, verificou-se que as soluções aos pórticos simples de ligações rígidas, dada a sua elevada resistência lateral, próxima do corte basal elástico, estão associados a fraca exploração de ductilidade.

5.2. RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apesar das vantagens associadas à utilização de sistemas duais em estruturas localizadas em regiões sísmicas, é possível identificar um conjunto de assuntos neste tema que merecem ser merecem ser objecto de estudo detalhado em investigações futuras. Nos pontos seguintes referem-se alguns desses assuntos:

- Neste trabalho assumiu-se que seria possível materializar ligações totalmente resistentes com a rigidez necessária à uniformização dos momentos flectores instalados nas extremidades das vigas e no meio vão. Propõem-se que, com base na Parte 1-8 do Eurocódigo 3, se investigue a possibilidade de se materializar ligações metálicas totalmente resistentes mas com rigidez rotacional controlada;
- Avaliar o desempenho sísmico das estruturas dimensionadas nesta dissertação com recurso a análises dinâmicas não lineares e comparar os resultados com os fornecidos pelas análises estáticas não lineares (pushover);
- Considerar no dimensionamento soluções duais nas duas direcções estruturais de forma a otimizar ainda mais a utilização de material;
- Estudar a viabilidade da aplicação de soluções duais em estruturas características diferentes da que foi usada nesta dissertação, por exemplo, com mais ou menos pisos, com vãos maiores ou menores, diferentes condições de cargas gravíticas, etc.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN.(2010) “*EN 1998-1, Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Part 1:Regras Gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*”. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [2] Villani, A., Castro, J.M. e Elghazouli A.Y. (2009).”*Improved Seismic Design Procedura for Steel Moment Frames*”
- [3]Villani A.,(2009) “*Critical assessment of seismic design procedures for steel moment-resisting frames*”. MSc Thesis, Rose School, IUSS, Pavia.
- [4] Bayo, E., Cabrero, J.M. (2005). *Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections*. Department of structural Analysis and Design, School of Architecture, University of Navarra, 21080 Pamplona, Spain.
- [5] Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios*. Edições Orion, Amadora
- [6]CEN 1991 (2002). “*EN 1991-1-1, Eurocódigo 1: Acções em Estruturas - Part 1.1: Acções Gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*”, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [7] PEER.(2006) “*OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation*”. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [8] Calabrese A., Almeida, J. P. e Pinho, R. (2010). *Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis*. Journal of Earthquake Engineering, 27/08/2010, 33, Taylor & Francis, London.
- [9]CEN.(2010) “*EN 1993-1-1, Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Part 1.1: General Regras Gerais e regras para edifícios*”. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [10]CEN.(2010) “*EN 1993-1-1, Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Part 1.8: Projecto de ligações*”. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [11] CMM Formação. 2011, *Dimensionamento Sísmico de Estruturas Metálicas*, Lisboa
- [12] Guimarães, D. 2010, *Metodologias de Dimensionamento Sísmico de Estruturas Metálicas*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- [13] Elghazouli A. Y., 2009. *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*. Spon Press, London, RU.
- [14] Garcia, R. 2010, *Simulação numérica de um ensaio em mesa Sísmica de um Edifício metálico de 4 andares*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- [15] Queirós, N. 2009, *Análise e Dimensionamento Sísmico de Estruturas Híbridas Aço-Betão*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- [16] Málaga-Chuquitaype C., Elghazouli A.Y. 2010, *Contribution of Secondary Systems to the Seismic Performance of Steel Framed Structures*, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London
- [17] Málaga-Chuquitaype C., Elghazouli A.Y. 2011, *Consideration of seismic demand in the design of braced frames*, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London
- [18] http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Estruturas/Sismos_aulas%202010-2011.pdf, Março de 2011

- [19] <https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/148669/1/TESE.pdf>, Março de 2011
- [20] http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page, Maio de 2011

Anexos

A.1. RESUMO DOS DIMENSIONAMENTOS SÍSMICOS

CASO Nº 1 - LAGOS

Quadro A.1 - Valor característicos Caso 1 - Lagos

T (s)	1.42		
S_d(T₁)	1.429951	S_e(T₁)	3.102993
m	181.675		
λ	1		
F_{b1}	259.7863	F_{be1}	563.73625
q	2.17	η	1
v	0.4		

Quadro A.2 - Forças de Dimensionamento Caso 1 - Lagos

	Área	m (t)	z (m)	Fd (KN)	Fe (KN)
1	336	37.517	4.5	21.417	46.474
2	336	37.517	8	38.074	82.620
3	336	37.517	11.5	54.731	118.767
4	336	37.517	15	71.389	154.913
5	378	31.607	18.5	74.176	160.962

Quadro A.3 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 1 - Lagos

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_{r,v} (cm)	d_{rLim} (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	12.122								
		1.954	4.24018	1.696072	2.625	309.96	74.176	3.5	0.050624
4	10.168								
		2.55	5.5335	2.2134	2.625	677.88	145.565	3.5	0.073626
3	7.618								
		2.854	6.19318	2.477272	2.625	1045.8	200.296	3.5	0.092389
2	4.764								
		2.721	5.90457	2.361828	2.625	1413.72	238.370	3.5	0.100054
1	2.043								
		2.043	4.43331	1.773324	3.375	1781.64	259.786	4.5	0.067565
0	0.000								

CASO Nº 2 - LAGOS

Quadro A.4 - Valor característicos Caso 2 - Lagos

T (s)	1.45		
S_d(T₁)	1.590991	S_e(T₁)	3.0387931
m	363.3568		
λ	1		
F_{b1}	578.0975	F_{be1}	1104.1661
q	1.91	η	1
v	0.4		

Quadro A.5 - Forças de Dimensionamento Caso 2 - Lagos

	Área	m (t)	z (m)	F_d (KN)	F_e (KN)
1	336	75.0357	4.5	47.658	91.027
2	336	75.0357	8	84.726	161.826
3	336	75.0357	11.5	121.793	232.625
4	336	75.0357	15	158.861	303.424
5	378	63.214	18.5	165.060	315.265

Quadro A.6 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 2 - Lagos

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_{r,v} (cm)	d_{rLim} (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	14.627								
		3.135	5.98785	2.39514	2.625	619.92	165.060	3.5	0.064253
4	11.492								
		3.364	6.42524	2.570096	2.625	1355.76	323.921	3.5	0.076836
3	8.128								
		3.366	6.42906	2.571624	2.625	2091.6	445.714	3.5	0.086199
2	4.762								
		2.91	5.5581	2.22324	2.625	2827.44	530.439	3.5	0.084648
1	1.852								
		1.852	3.53732	1.414928	3.375	3563.28	578.097	4.5	0.048452
0	0.000								

CASO Nº 3 - LAGOS

Quadro A.7 - Valor característicos Caso 3 - Lagos

T (s)	0.77		
S_d(T₁)	3.789671	S_e(T₁)	5.7224026
m	181.675		
λ	0.85		
F_{b1}	585.2151	F_{be1}	883.67487
q	1.51	η	1
v	0.4		

Quadro A.8 - Forças de Dimensionamento Caso 3 - Lagos

	Área	m (t)	z (m)	Fd (KN)	Fe (KN)
1	336	37.517	4.5	48.245	72.849
2	336	37.517	8	85.768	129.510
3	336	37.517	11.5	123.292	186.171
4	336	37.517	15	160.815	242.831
5	378	31.607	18.5	167.095	252.313

Quadro A.9 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 3 - Lagos

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_rv (cm)	d_rLim (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	8.195								
		1.085	1.63835	0.65534	2.625	309.96	167.095	3.5	0.008683
4	7.110								
		1.595	2.40845	0.96338	2.625	677.88	327.910	3.5	0.014225
3	5.515								
		1.796	2.71196	1.084784	2.625	1045.8	451.202	3.5	0.017959
2	3.719								
		1.839	2.77689	1.110756	2.625	1413.72	536.971	3.5	0.020888
1	1.880								
		1.88	2.8388	1.13552	3.375	1781.64	585.215	4.5	0.019206
0	0.000								

Quadro A.10 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 3 - Lagos

Piso	N_{plrd}	Ω	$1.1 \cdot Y_{ov} \cdot \Omega$
5	376.75	1.908465	1.381771
	376.75	1.908465	
4	418	1.162694	
	418	1.162694	
3	514.25	1.004924	
	514.25	1.004924	
2	610.5	1.051915	
	610.5	1.051915	
1	742.5	1.031479	
	742.5	1.031479	

Quadro A.11 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 3 - Lagos

Piso	Ned	Secção T	Area (m ²)	L (m)	Lcr (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ_1	λ
5	197.41	120x80 3.6	0.00137	7.82	7.82	0.00000276	0.04488	86.814	2.008
		120x80 3.6	0.00137	7.82	3.91	0.00000147	0.03275		1.376
4	359.51	120x80 4	0.00152	7.82	7.82	0.00000303	0.04464		2.019
		120x80 4	0.00152	7.82	3.91	0.00000161	0.03254		1.384
3	511.73	120x80 5	0.00187	7.82	7.82	0.00000365	0.04417		2.040
		120x80 5	0.00187	7.82	3.91	0.00000193	0.03212		1.403
2	580.37	120x80 6	0.00222	7.82	7.82	0.00000423	0.04365		2.065
		120x80 6	0.00222	7.82	3.91	0.00000222	0.03162		1.425
1	719.84	160x80 6	0.0027	8.32	8.32	0.00000868	0.05669		1.690
		160x80 6	0.0027	8.32	4.16	0.00000288	0.03265		1.467

CASO Nº 4 - LAGOS

Quadro A.12 - Valor característicos Caso 4 - Lagos

T (s)	1.08		
S_d(T₁)	1.924463	S_e(T₁)	4.0798611
m	363.3568		
λ	0.85		
F_{b1}	594.3766	F_{be1}	1260.0785
q	2.12	η	1
v	0.4		

Quadro A.13 - Forças de Dimensionamento Caso 4 - Lagos

	Área	m (t)	z (m)	Fd (KN)	Fe (KN)
1	336	75.0357	4.5	49.000	103.880
2	336	75.0357	8	87.111	184.676
3	336	75.0357	11.5	125.223	265.472
4	336	75.0357	15	163.334	346.268
5	378	63.214	18.5	169.708	359.781

Quadro A.14 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 4 - Lagos

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_rv (cm)	d_{rLim} (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	8.248								
		1.161	2.46132	0.984528	2.625	619.92	169.708	3.5	0.025688
4	7.087								
		1.632	3.45984	1.383936	2.625	1355.76	333.042	3.5	0.040241
3	5.455								
		1.815	3.8478	1.53912	2.625	2091.6	458.265	3.5	0.050177
2	3.640								
		1.762	3.73544	1.494176	2.625	2827.44	545.376	3.5	0.055331
1	1.878								
		1.878	3.98136	1.592544	3.375	3563.28	594.377	4.5	0.05304
0	0.000								

Quadro A.15 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 4 - Lagos

Piso	N_{plrd}	Ω	$1.1 \cdot Y_{ov} \cdot \Omega$
5	376.75	1.893406	1.376713
	376.75	1.893406	
4	418	1.145928	
	418	1.145928	
3	514.25	1.001246	
	514.25	1.001246	
2	610.5	1.024449	
	610.5	1.024449	
1	742.5	1.029306	
	742.5	1.029306	

Quadro A.16 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 4 - Lagos

Piso	Ned	Secção T	Area (m ²)	L (m)	Lcr (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ_1	λ
5	198.98	120x80 3.6	0.00137	7.82	7.82	0.00000276	0.04488	86.814	2.008
		120x80 3.6	0.00137	7.82	3.91	0.00000147	0.03275		1.376
4	364.77	120x80 4	0.00152	7.82	7.82	0.00000303	0.04464		2.019
		120x80 4	0.00152	7.82	3.91	0.00000161	0.03254		1.384
3	513.61	120x80 5	0.00187	7.82	7.82	0.00000365	0.04417		2.040
		120x80 5	0.00187	7.82	3.91	0.00000193	0.03212		1.403
2	595.93	120x80 6	0.00222	7.82	7.82	0.00000423	0.04365		2.065
		120x80 6	0.00222	7.82	3.91	0.00000222	0.03162		1.425
1	721.36	160x80 6	0.0027	8.32	8.32	0.00000868	0.05669		1.690
		160x80 6	0.0027	8.32	4.16	0.00000288	0.03265		1.467

CASO Nº 5 - LAGOS

Quadro A.17 - Valor característicos Caso 5 - Lagos

T (s)	1.07		
S_d(T₁)	1.960948	S_e(T₁)	4.1179907
m	363.3568		
λ	0.85		
F_{b1}	605.6452	F_{be1}	1271.8549
q	2.1	η	1
v	0.4		

Quadro A.18 - Forças de Dimensionamento Caso 5 - Lagos

	Área	m (t)	z (m)	Fd (KN)	Fe (KN)
1	336	75.0357	4.5	49.929	104.851
2	336	75.0357	8	88.763	186.402
3	336	75.0357	11.5	127.597	267.953
4	336	75.0357	15	166.431	349.504
5	378	63.214	18.5	172.926	363.144

Quadro A.19 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 5 - Lagos

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_{r,v} (cm)	d_{rLim} (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	8.582								
		1.086	2.2806	0.91224	2.625	619.92	172.926	3.5	0.023359
4	7.496								
		1.602	3.3642	1.34568	2.625	1355.76	339.356	3.5	0.038401
3	5.894								
		1.87	3.927	1.5708	2.625	2091.6	466.953	3.5	0.050257
2	4.024								
		1.863	3.9123	1.56492	2.625	2827.44	555.716	3.5	0.056873
1	2.161								
		2.161	4.5381	1.81524	3.375	3563.28	605.645	4.5	0.059333
0	0.000								

Quadro A.20 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 5 - Lagos

Piso	N_{plrd}	Ω	$1.1 \cdot Y_{ov} \cdot \Omega$
5	376.75	2.251673	1.376713
	376.75	2.251673	
4	418	1.301005	
	418	1.301005	
3	514.25	1.098731	
	514.25	1.098731	
2	610.5	1.130849	
	610.5	1.130849	
1	742.5	1.00093	
	742.5	1.00093	

Quadro A.21 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 5 - Lagos

Piso	Ned	Secção T	Area (m ²)	L (m)	Lcr (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ_1	λ
5	-167.32	120x80 3.6	0.00137	7.82	7.82	0.00000276	0.04488	86.814	2.008
		120x80 3.6	0.00137	7.82	3.91	0.00000147	0.03275		1.376
4	-321.29	120x80 4	0.00152	7.82	7.82	0.00000303	0.04464		2.019
		120x80 4	0.00152	7.82	3.91	0.00000161	0.03254		1.384
3	-468.04	120x80 5	0.00187	7.82	7.82	0.00000365	0.04417		2.040
		120x80 5	0.00187	7.82	3.91	0.00000193	0.03212		1.403
2	-539.86	120x80 6	0.00222	7.82	7.82	0.00000423	0.04365		2.065
		120x80 6	0.00222	7.82	3.91	0.00000222	0.03162		1.425
1	-741.81	160x80 6	0.0027	8.32	8.32	0.00000868	0.05669		1.690
		160x80 6	0.0027	8.32	4.16	0.00000288	0.03265		1.467

CASO Nº 1 - LISBOA

Quadro A.22 - Valor característicos Caso 1 - Lisboa

T (s)	1.72		
S_d(T₁)	0.738042	S_e(T₁)	1.6901163
m	181.675		
λ	1		
F_{b1}	134.0838	F_{be1}	307.05188
q	2.29	η	1
v	0.4		

No quadro seguinte, as forças de dimensionamento já estão afectadas pelo coeficiente de majoração θ .

Quadro A.23 - Forças de Dimensionamento Caso 1 - Lisboa

	Área	m (t)	z (m)	Fd (KN)	Fe (KN)
1	336	37.517	4.5	13.817	25.313
2	336	37.517	8	24.564	45.001
3	336	37.517	11.5	35.311	64.689
4	336	37.517	15	46.057	84.377
5	378	31.607	18.5	47.856	87.672

Quadro A.24 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 1 - Lagos

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_{r,v} (cm)	d_{rLim} (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	11.495								
		1.745	3.99605	1.59842	2.625	309.96	47.856	3.5	0.073949
4	9.750								
		2.367	5.42043	2.168172	2.625	677.88	93.913	3.5	0.111787
3	7.383								
		2.811	6.43719	2.574876	2.625	1045.8	129.224	3.5	0.148845
2	4.572								
		2.665	6.10285	2.44114	2.625	1413.72	153.788	3.5	0.16029
1	1.907								
		1.907	4.36703	1.746812	3.375	1781.64	167.605	4.5	0.103159
0	0.000								

CASO Nº 2 - LISBOA

Quadro A.25 - Valor característicos Caso 2 - Lisboa

T (s)	1.85		
S_d(T₁)	0.882782	S_e(T₁)	1.5713514
m	363.3568		
λ	1		
F_{b1}	320.7647	F_{be1}	570.9612
q	1.78	η	1
v	0.4		

No quadro seguinte, as forças de dimensionamento já estão afectadas pelo coeficiente de majoração θ .

Quadro A.26 - Forças de Dimensionamento Caso 2 - Lisboa

	Área	m (t)	z (m)	F_d (KN)	F_e (KN)
1	336	75.0357	4.5	31.110	47.070
2	336	75.0357	8	55.307	83.680
3	336	75.0357	11.5	79.504	120.290
4	336	75.0357	15	103.701	156.900
5	378	63.214	18.5	107.748	163.022

Quadro A.27 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 2 - Lagos

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_{r,v} (cm)	d_{r,lim} (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	15.549								
		3.19	5.6782	2.27128	2.625	619.92	107.748	3.5	0.09334043
4	12.359								
		3.487	6.20686	2.482744	2.625	1355.76	211.449	3.5	0.11370553
3	8.872								
		3.614	6.43292	2.573168	2.625	2091.6	290.953	3.5	0.1321284
2	5.258								
		3.211	5.71558	2.286232	2.625	2827.44	346.260	3.5	0.13334704
1	2.047								
		2.047	3.64366	1.457464	3.375	3563.28	377.370	4.5	0.0764553
0	0.000								

CASO Nº 3 - LISBOA

Quadro A.28 - Valor característicos Caso 3 - Lisboa

T (s)	0.79		
S_d(T₁)	3.679747	S_e(T₁)	3.6797468
m	181.675		
λ	0.85		
F_{b1}	568.2403	F_{be1}	568.24031
q	1	η	1
v	0.4		

Quadro A.29 - Forças de Dimensionamento Caso 3 - Lisboa

	Área	m (t)	z (m)	Fd (KN)	Fe (KN)
1	336	37.517	4.5	46.845	46.845
2	336	37.517	8	83.280	83.280
3	336	37.517	11.5	119.716	119.716
4	336	37.517	15	156.151	156.151
5	378	31.607	18.5	162.248	162.248

Quadro A.30 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 3 - Lisboa

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_rv (cm)	d_rLim (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	8.456								
		1.153	1.153	0.4612	2.625	309.96	162.248	3.5	0.006293
4	7.303								
		1.649	1.649	0.6596	2.625	677.88	318.399	3.5	0.010031
3	5.654								
		1.846	1.846	0.7384	2.625	1045.8	438.115	3.5	0.01259
2	3.808								
		1.906	1.906	0.7624	2.625	1413.72	521.395	3.5	0.014766
1	1.902								
		1.902	1.902	0.7608	3.375	1781.64	568.240	4.5	0.013252
0	0.000								

Quadro A.31 - Valores da Sobre-resistência em cada piso, Caso 3 - Lisboa

Piso	N_{plrd}	Ω	$1.1 \cdot Y_{ov} \cdot \Omega$
5	376.75	1.965003	1.381771
	376.75	1.965003	
4	418	1.197159	
	418	1.197159	
3	514.25	1.034521	
	514.25	1.034521	
2	610.5	1.068915	
	610.5	1.068915	
1	742.5	1.071521	
	742.5	1.071521	

Quadro A.32 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 3 - Lisboa

Piso	Ned	Secção T	Area (m ²)	L (m)	Lcr (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ_1	λ
5	191.73	120x80 3.6	0.00137	7.82	7.82	0.00000276	0.04488	86.814	2.008
		120x80 3.6	0.00137	7.82	3.91	0.00000147	0.03275		1.376
4	349.16	120x80 4	0.00152	7.82	7.82	0.00000303	0.04464		2.019
		120x80 4	0.00152	7.82	3.91	0.00000161	0.03254		1.384
3	497.09	120x80 5	0.00187	7.82	7.82	0.00000365	0.04417		2.040
		120x80 5	0.00187	7.82	3.91	0.00000193	0.03212		1.403
2	571.14	120x80 6	0.00222	7.82	7.82	0.00000423	0.04365		2.065
		120x80 6	0.00222	7.82	3.91	0.00000222	0.03162		1.425
1	692.94	160x80 6	0.0027	8.32	8.32	0.00000868	0.05669		1.690
		160x80 6	0.0027	8.32	4.16	0.00000288	0.03265		1.467

CASO Nº 4 - LISBOA

Quadro A.33 - Valor característicos Caso 4 - Lisboa

T (s)	1.08		
S_d(T₁)	1.922619	S_e(T₁)	2.6916667
m	363.3568		
λ	0.85		
F_{b1}	593.8072	F_{be1}	831.33008
q	1.4	η	1
v	0.4		

Quadro A.34 - Forças de Dimensionamento Caso 4 - Lisboa

	Área	m (t)	z (m)	F_d (KN)	F_e (KN)
1	336	75.0357	4.5	48.953	68.535
2	336	75.0357	8	87.028	121.839
3	336	75.0357	11.5	125.103	175.144
4	336	75.0357	15	163.178	228.449
5	378	63.214	18.5	169.546	237.364

Quadro A.35 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 4 - Lisboa

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_{r,v} (cm)	d_{rLim} (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	8.240								
		1.16	1.624	0.6496	2.625	619.92	169.546	3.5	0.016966
4	7.080								
		1.63	2.282	0.9128	2.625	1355.76	332.723	3.5	0.026567
3	5.450								
		1.813	2.5382	1.01528	2.625	2091.6	457.826	3.5	0.033131
2	3.637								
		1.761	2.4654	0.98616	2.625	2827.44	544.854	3.5	0.036554
1	1.876								
		1.876	2.6264	1.05056	3.375	3563.28	593.807	4.5	0.035023
0	0.000								

Quadro A.36 - Valores da Sobrerresistência em cada piso, Caso 4 - Lisboa

Piso	N_{plrd}	Ω	$1.1 \cdot Y_{ov} \cdot \Omega$
5	376.75	1.965003	1.378028
	376.75	1.965003	
4	418	1.197159	
	418	1.197159	
3	514.25	1.034521	
	514.25	1.034521	
2	610.5	1.068915	
	610.5	1.068915	
1	742.5	1.071521	
	742.5	1.071521	

Quadro A.37 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 4 - Lisboa

Piso	Ned	Secção T	Area (m ²)	L (m)	Lcr (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ_1	λ
5	198.79	120x80 3.6	0.00137	7.82	7.82	0.00000276	0.04488	86.814	2.008
		120x80 3.6	0.00137	7.82	3.91	0.00000147	0.03275		1.376
4	364.42	120x80 4	0.00152	7.82	7.82	0.00000303	0.04464		2.019
		120x80 4	0.00152	7.82	3.91	0.00000161	0.03254		1.384
3	513.12	120x80 5	0.00187	7.82	7.82	0.00000365	0.04417		2.040
		120x80 5	0.00187	7.82	3.91	0.00000193	0.03212		1.403
2	595.37	120x80 6	0.00222	7.82	7.82	0.00000423	0.04365		2.065
		120x80 6	0.00222	7.82	3.91	0.00000222	0.03162		1.425
1	720.67	160x80 6	0.0027	8.32	8.32	0.00000868	0.05669		1.690
		160x80 6	0.0027	8.32	4.16	0.00000288	0.03265		1.467

CASO Nº 5 - LISBOA

Quadro A.38 - Valor característicos Caso 5 - Lisboa

T (s)	1.07		
S_d(T₁)	1.954549	S_e(T₁)	2.7168224
m	363.3568		
λ	0.85		
F_{b1}	603.6687	F_{be1}	839.09952
q	1.39	η	1
v	0.4		

Quadro A.39 - Forças de Dimensionamento Caso 5 - Lisboa

	Área	m (t)	z (m)	F_d (KN)	F_e (KN)
1	336	75.0357	4.5	49.766	69.175
2	336	75.0357	8	88.473	122.978
3	336	75.0357	11.5	127.180	176.781
4	336	75.0357	15	165.888	230.584
5	378	63.214	18.5	172.361	239.582

Quadro A.40 - Valores do Coeficiente de Sensibilidade entre cada piso, Caso 5 - Lisboa

Piso	δ_e (cm)	d_e (cm)	d_r (cm)	d_{r,v} (cm)	d_{rLim} (cm)	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	h (m)	θ
5	8.555								
		1.083	1.50537	0.602148	2.625	619.92	172.361	3.5	0.015469
4	7.472								
		1.597	2.21983	0.887932	2.625	1355.76	338.249	3.5	0.025421
3	5.875								
		1.864	2.59096	1.036384	2.625	2091.6	465.429	3.5	0.033267
2	4.011								
		1.857	2.58123	1.032492	2.625	2827.44	553.902	3.5	0.037646
1	2.154								
		2.154	2.99406	1.197624	3.375	3563.28	603.669	4.5	0.039273
0	0.000								

Quadro A.41 - Valores da Sobrerresistência em cada piso, Caso 5 - Lisboa

Piso	N_{plrd}	Ω	$1.1 \cdot Y_{ov} \cdot \Omega$
5	376.75	2.258828	1.380709
	376.75	2.258828	
4	418	1.30523	
	418	1.30523	
3	514.25	1.102311	
	514.25	1.102311	
2	610.5	1.134484	
	610.5	1.134484	
1	742.5	1.004152	
	742.5	1.004152	

Quadro A.42 - Esforços finais em cada elemento e respectivas secções, Caso 5 - Lisboa

Piso	Ned	Secção T	Area (m ²)	L (m)	Lcr (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ_1	λ
5	166.79	120x80 3.6	0.00137	7.82	7.82	0.00000276	0.04488	86.814	2.008
		120x80 3.6	0.00137	7.82	3.91	0.00000147	0.03275		1.376
4	320.25	120x80 4	0.00152	7.82	7.82	0.00000303	0.04464		2.019
		120x80 4	0.00152	7.82	3.91	0.00000161	0.03254		1.384
3	466.52	120x80 5	0.00187	7.82	7.82	0.00000365	0.04417		2.040
		120x80 5	0.00187	7.82	3.91	0.00000193	0.03212		1.403
2	538.13	120x80 6	0.00222	7.82	7.82	0.00000423	0.04365		2.065
		120x80 6	0.00222	7.82	3.91	0.00000222	0.03162		1.425
1	739.43	160x80 6	0.0027	8.32	8.32	0.00000868	0.05669		1.690
		160x80 6	0.0027	8.32	4.16	0.00000288	0.03265		1.467

A.2. EXEMPLO DE UM FICHEIRO DE INPUT DO OPENSEES PARA O PÓRTICO SEMI-RÍGIDO

```
source ../tools/I_Section.fib_t.tcl;
source DisplayPlane.tcl;           # proc. display a plane in model
source DisplayModel2D.tcl;        # proc. display 2D perspective of model

wipe;

model basic -ndm 2 -ndf 3

node 1 0    0
node 2 7    0
node 3 14   0
node 4 21   0
.....
.....
node 165 7 18.5
node 166 12.247 15.867
node 167 10.493 16.736
node 168 8.743 17.611

fix 1 1 1 0
fix 2 1 1 0
fix 3 1 1 0
fix 4 1 1 0
fix 80 1 1 0
fix 81 1 1 0
fix 82 1 1 0
fix 83 1 1 0
```

```

equalDOF 5      50 1 2
equalDOF 9      51 1 2
.....
.....
equalDOF 15     159 1 2
equalDOF 18     160 1 2
equalDOF 19     164 1 2
equalDOF 22     165 1 2

#Spring definition-----
set matIDSpr1 2;
set Kspr 7000;
set matIDSpr2 3;
set Kspr2 0.001;
set matIDSpr3 4;
set matIDSpr4 5;
set matIDSpr5 6;

#Define moment-rotation relationship for spring - EPP
#Kspr
uniaxialMaterial Elastic $matIDSpr1 $Kspr
uniaxialMaterial Elastic $matIDSpr2 $Kspr2
uniaxialMaterial ElasticPP $matIDSpr3 7000 [expr 1.2*95.15/7000]
uniaxialMaterial ElasticPP $matIDSpr4 7000 [expr 1.2*73.75/7000]
uniaxialMaterial ElasticPP $matIDSpr5 7000 [expr 1.2*57.66/7000]

#Create the zero length element
# eleTag iNode jNode -mat matTag1      matTag2 ...      -dir dir1 dir2 ... <-
orient x1 x2 x3 yp1 yp2 yp3>
element zeroLength 36    5      50      -mat $matIDSpr3      -dir 6
element zeroLength 37    9      51      -mat $matIDSpr3      -dir 6

```

```
element zeroLength 38    13    52    -mat $matIDSpr3    -dir 6
.....
.....
.....
element zeroLength 201    14    155    -mat $matIDSpr2    -dir 6
element zeroLength 202    15    159    -mat $matIDSpr2    -dir 6
element zeroLength 203    18    160    -mat $matIDSpr2    -dir 6
element zeroLength 204    19    164    -mat $matIDSpr2    -dir 6
element zeroLength 205    22    165    -mat $matIDSpr2    -dir 6

set Fy [expr 275000];
set Es [expr 210000000];
set nu 0.3;
set Gs [expr $Es/2./[expr 1.+$nu]];
set Hiso 0;
set Hkin [expr 2143000];    #1% endurecimento Cinemático
set matIDhard 1;

set BeamExt 1;
set BeamInt 2;
set BeamTop 3;
set ColumnBot 4;
set ColumnTop 5;
set Cont1 6;
set Cont2 7;
set Cont3 8;
set Cont4 9;
set Cont5 10;
set BeamSecTag 11;

#Model Data-----
set Area 1;
```

```
set Izz 99999999;
```

```
uniaxialMaterial Hardening $matIDhard $Es $Fy $Hiso $Hkin;
```

```
set fib_t 0.002;
```

```
#I_Section          $BeamSecTag $matIDhard $d $bf $tf $tw $fib_t
I_Section.fib_t     $BeamExt $matIDhard .24 .12 .0098 .0062 $fib_t; #IPE 240
I_Section.fib_t     $BeamInt $matIDhard .20 .10 .0085 .0056 $fib_t; #IPE 200
I_Section.fib_t     $BeamTop $matIDhard .22 .11 .0092 .0059 $fib_t; #IPE 220
I_Section.fib_t     $ColumnBot $matIDhard .26 .26 .010 .0175 $fib_t; #HE 260 B
I_Section.fib_t     $ColumnTop $matIDhard .2 .2 .015 .009 $fib_t; #HE 200 B
```

```
section Fiber $Cont1 {
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 0.08 -0.04 0.074 0.04 0.074 0.04 0.08
    patch quad $matIDhard 74 3 -0.04 0.074 -0.04 -0.074 -0.034 -0.074 -0.034
        0.074
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 -0.074 -0.04 -0.08 0.04 -0.08 0.04 -
        0.074
    patch quad $matIDhard 74 3 0.034 0.074 0.034 -0.074 0.04 -0.074 0.04
        0.08
}
```

```
section Fiber $Cont2 {
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 0.06 -0.04 0.054 0.04 0.054 0.04 0.06
    patch quad $matIDhard 74 3 -0.04 0.054 -0.04 -0.054 -0.034 -0.054 -0.034
        0.054
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 -0.054 -0.04 -0.06 0.04 -0.06 0.04 -
        0.054
    patch quad $matIDhard 74 3 0.034 0.054 0.034 -0.054 0.04 -0.054 0.04
        0.06
}
```

```
section Fiber $Cont3 {
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 0.06 -0.04 0.055 0.04 0.055 0.04 0.06
```

```

    patch quad $matIDhard 74 3 -0.04 0.055 -0.04 -0.055 -0.035 -0.055 -0.035
                                0.055
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 -0.055 -0.04 -0.06 0.04 -0.06 0.04 -
                                0.055
    patch quad $matIDhard 74 3 0.035 0.055 0.035 -0.055 0.04 -0.055 0.04
                                0.06
}
section Fiber $Cont4 {
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 0.06 -0.04 0.056 0.04 0.056 0.04 0.06
    patch quad $matIDhard 74 3 -0.04 0.056 -0.04 -0.056 -0.036 -0.056 -0.036
                                0.056
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 -0.056 -0.04 -0.06 0.04 -0.06 0.04 -
                                0.056
    patch quad $matIDhard 74 3 0.036 0.056 0.036 -0.056 0.04 -0.056 0.04
                                0.06
}
section Fiber $Cont5 {
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 0.06 -0.04 0.0564 0.04 0.0564 0.04 0.06
    patch quad $matIDhard 74 3 -0.04 0.0564 -0.04 -0.0564 -0.0364 -0.0564 -
                                0.0364 0.0564
    patch quad $matIDhard 3 40 -0.04 -0.0564 -0.04 -0.06 0.04 -0.06 0.04 -
                                0.0564
    patch quad $matIDhard 74 3 0.0364 0.0564 0.0364 -0.0564 0.04 -0.0564
                                0.04 0.06
}
#Transformation-----
geomTransf Linear 1
geomTransf Corotational 2

#Connectivity-----

set np 5; # numIntgrPts- number of Gauss integration points for nonlinear
          curvature distribution-- np=2 for linear distribution ok

#           eleTag  iNode jNode np      secTag          transfTag
element nonlinearBeamColumn 1 1      5      $np      $ColumnTop 2
element nonlinearBeamColumn 2 5      9      $np      $ColumnTop 2

```

```
.  
.   
.   
element nonlinearBeamColumn 193      166    167    $np    $Cont5 2  
element nonlinearBeamColumn 194      167    168    $np    $Cont5 2  
element nonlinearBeamColumn 195      168    165    $np    $Cont5 2  
  
#Recorders  
  
recorder Node -file disp.out -time -node 24 -dof 1 disp  
recorder Node -file ReaH.out -time -node 1 2 3 4 -dof 1 reaction  
recorder Node -file ReaV.out -time -node 1 2 3 4 -dof 2 reaction  
  
#Deadload Pisos  
pattern Plain 1 Constant { ;  
eleLoad -ele 21 23 24 26 27 29 30 32 -type -beamUniform -11.34  
eleLoad -ele 22 25 28 31 -type -beamUniform -5.67  
load 6 0.0 -59.53 0.0  
load 7 0.0 -59.53 0.0  
load 10 0.0 -59.53 0.0  
load 11 0.0 -59.53 0.0  
load 14 0.0 -59.53 0.0  
load 15 0.0 -59.53 0.0  
load 18 0.0 -59.53 0.0  
load 19 0.0 -59.53 0.0  
load 5 0.0 -39.69 0.0  
load 8 0.0 -39.69 0.0  
load 9 0.0 -39.69 0.0  
load 12 0.0 -39.69 0.0  
load 13 0.0 -39.69 0.0  
load 16 0.0 -39.69 0.0  
load 17 0.0 -39.69 0.0  
load 20 0.0 -39.69 0.0
```

```
eleLoad -ele 21 23 24 26 27 29 30 32 -type -beamUniform [expr -6.0*0.3]
eleLoad -ele 22 25 28 31 -type -beamUniform [expr -3.0*0.3]

load 6 0.0 [expr -31.5 *0.3] 0.0
load 7 0.0 [expr -31.5 *0.3] 0.0
load 10 0.0 [expr -31.5*0.3] 0.0
load 11 0.0 [expr -31.5*0.3] 0.0
load 14 0.0 [expr -31.5*0.3] 0.0
load 15 0.0 [expr -31.5*0.3] 0.0
load 18 0.0 [expr -31.5*0.3] 0.0
load 19 0.0 [expr -31.5*0.3] 0.0
load 5 0.0 [expr -21.0 *0.3] 0.0
load 8 0.0 [expr -21.0 *0.3] 0.0
load 9 0.0 [expr -21.0 *0.3] 0.0
load 12 0.0 [expr -21.0*0.3] 0.0
load 13 0.0 [expr -21.0*0.3] 0.0
load 16 0.0 [expr -21.0*0.3] 0.0
load 17 0.0 [expr -21.0*0.3] 0.0
load 20 0.0 [expr -21.0*0.3] 0.0


eleLoad -ele 33 34 35 -type -beamUniform -9.84
load 22 0.0 -68.88 0.0
load 23 0.0 -68.88 0.0
load 21 0.0 -34.44 0.0
load 24 0.0 -34.44 0.0


eleLoad -ele 126 128 129 131 132 134 135 137 -type -beamUniform -5.67
eleLoad -ele 127 130 133 136 -type -beamUniform -5.67
load 85 0.0 -19.84 0.0
load 86 0.0 -19.84 0.0
load 89 0.0 -19.84 0.0
load 90 0.0 -19.84 0.0
load 93 0.0 -19.84 0.0
```

```
load 94 0.0 -19.84 0.0
load 97 0.0 -19.84 0.0
load 98 0.0 -19.84 0.0
load 84 0.0 -9.92 0.0
load 87 0.0 -9.92 0.0
load 88 0.0 -9.92 0.0
load 91 0.0 -9.92 0.0
load 92 0.0 -9.92 0.0
load 95 0.0 -9.92 0.0
load 96 0.0 -9.92 0.0
load 99 0.0 -9.92 0.0

eleLoad -ele 126 128 129 131 132 134 135 137 -type -beamUniform [expr -
    3.0*0.3]
eleLoad -ele 127 130 133 136 -type -beamUniform [expr -3.0*0.3]
load 85 0.0 [expr -10.5*0.3] 0.0
load 86 0.0 [expr -10.5*0.3] 0.0
load 89 0.0 [expr -10.5*0.3] 0.0
load 90 0.0 [expr -10.5*0.3] 0.0
load 93 0.0 [expr -10.5*0.3] 0.0
load 94 0.0 [expr -10.5*0.3] 0.0
load 97 0.0 [expr -10.5*0.3] 0.0
load 98 0.0 [expr -10.5*0.3] 0.0
load 84 0.0 [expr -5.25 *0.3] 0.0
load 87 0.0 [expr -5.25 *0.3] 0.0
load 88 0.0 [expr -5.25 *0.3] 0.0
load 91 0.0 [expr -5.25*0.3] 0.0
load 92 0.0 [expr -5.25*0.3] 0.0
load 95 0.0 [expr -5.25*0.3] 0.0
load 96 0.0 [expr -5.25*0.3] 0.0
load 99 0.0 [expr -5.25*0.3] 0.0
eleLoad -ele 138 139 140 -type -beamUniform -4.92
load 101 0.0 -17.22 0.0
load 102 0.0 -17.22 0.0
```

```
load 100 0.0 -8.61 0.0
```

```
load 103 0.0 -8.61 0.0
```

```
}
```

```
puts "Analysis Objects Started"
```

```
constraints Plain;
```

```
numberer RCM;          # Number DOF uses the reverse Cuthill-McKee  
                        algorithm
```

```
system BandGeneral;    # Un-symmetric banded system solved using Lapack  
                        Band General Solver
```

```
test NormDispIncr 1.0e-6 10 1;
```

```
algorithm Newton;
```

```
integrator LoadControl .1;
```

```
analysis Static;
```

```
analyze 10;
```

```
# Maintain Constant Gravity Loads and Reset Time to Zero
```

```
loadConst -time 0.0
```

```
# ##### D e f i n e   M A S S E S #####
```

```
# mass node number mass x y z (t)
```

```
mass 5    [expr 9.38*2]  0  0 ;          # 1st Floor
```

```
mass 6    [expr 9.38*2]  0  0 ;          # 1st Floor
```

```
mass 7    [expr 9.38*2]  0  0 ;          # 1st Floor
```

```
mass 8    [expr 9.38*2]  0  0 ;          # 1st Floor
```

```
mass 9     [expr 9.38*2]  0  0 ;          # 2nd Floor
```

```
mass 10    [expr 9.38*2]  0  0 ;          # 2nd Floor
```

```
mass 11    [expr 9.38*2]  0  0 ;          # 2nd Floor
```

```

mass 12    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 2nd Floor

mass 13    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 3rd Floor
mass 14    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 3rd Floor
mass 15    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 3rd Floor
mass 16    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 3rd Floor

mass 17    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 4th Floor
mass 18    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 4th Floor
mass 19    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 4th Floor
mass 20    [expr 9.38*2]    0 0 ;           # 4th Floor

mass 21    [expr 7.902*2]   0 0 ;           # 5th Floor
mass 22    [expr 7.902*2]   0 0 ;           # 5th Floor
mass 23    [expr 7.902*2]   0 0 ;           # 5th Floor
mass 24    [expr 7.902*2]   0 0 ;           # 5th Floor

```

#ANALYSIS GENERATION

Perform Eigenvalue Analysis to Determine Fundamental Period

```

set PI [expr 2*asin(1.0)];           # Define constant
set lambda [eigen 1];                # Calculate eigenvalue
set omega [expr pow($lambda,0.5)];   # Fundamental angular frequency
set Tperiod [expr 2*$PI/$omega];     # Fundamental period
puts "Period $Tperiod" ;             # Output to screen
set Freq [expr 1/$Tperiod]
puts "Frequency $Freq"

set filename "RAYLEIGH.txt"
set fileId [open $filename "w"];
puts $fileId "$Tperiod"
puts $fileId "$Freq"
close $fileId;

```

```
# ##### Display Deformed Shape #####
set ViewScale 1;          # amplify display of deformed shape
DisplayModel2D DeformedShape $ViewScale;      # display deformed shape,
                                                the scaling factor needs to
                                                be adjusted for each model

#LATERAL LOADS

pattern Plain 2 Linear { ;
load 5 0.082439142 0.0 0.0
load 9 0.146558474 0.0 0.0
load 13 0.210677807 0.0 0.0
load 17 0.274797139 0.0 0.0
load 21 0.285527439 0.0 0.0
}

#ANALYSIS GENERATION

puts "Analysis Objects Started"

constraints Plain;
numberer RCM;      # Number DOF uses the reverse Cuthill-McKee algorithm
system BandGeneral;      # Un-symmetric banded system solved using Lapack
                        Band General Solver

test NormDispIncr 1.0e-6 10 1;
algorithm Newton;
integrator DisplacementControl 24 1 0.001;
analysis Static;
analyze 750;
```