

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS HÍBRIDAS AÇO-BETÃO

NUNO MIGUEL TORRES QUEIRÓS

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

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

Co-Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

SETEMBRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

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

Aos meus Pais

“O que sabemos é uma gota; o que ignoramos é um oceano.”

Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

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

Ao Professor José Miguel Castro pela disponibilidade e dedicação. O seu conhecimento e a motivação que me transmitiu desde o primeiro dia de trabalho foram sem dúvida decisivos;

Ao Professor Nelson Vila Pouca pela sabedoria e objectividade;

À Catarina e aos meus bons amigos, em especial o Engenheiro Lopes Ribeiro e o Engenheiro Gilberto Alves pelo companheirismo e pelo debate de ideias constante que tivemos durante todo este processo;

Aos meus Pais e à minha irmã, por todo o apoio e pela força que me transmitiram durante estes meses.

RESUMO

Neste trabalho avalia-se o impacto da introdução de sistemas de contraventamento metálicos em estruturas porticadas de betão armado, nomeadamente as alterações ao nível da capacidade resistente e da ductilidade global, resultantes da combinação destes dois tipos de sistemas estruturais. Após uma breve exposição do trabalho científico publicado neste domínio, a dissertação centra-se no estudo particular de sistemas de contraventamento concêntrico ligados directamente nos nós do pórtico de betão armado. A avaliação do comportamento estrutural é feita com base em análises estáticas não lineares, tipicamente designadas por análises *Pushover*.

Numa primeira fase a estratégia de trabalho materializa-se num estudo comparativo de pórticos de betão armado, de um piso e tramo único, com e sem sistema de contraventamento. O estudo contempla uma análise de sensibilidade de parâmetros como a esbelteza dos perfis do contraventamento e a rigidez rotacional da ligação dos mesmos ao pórtico de betão armado. Para além de uma avaliação detalhada da evolução do mecanismo plástico dos diversos casos de estudo, é feita uma estimativa dos deslocamentos alvo associados a uma série de cenários sísmicos, de forma a avaliar as diferenças ao nível do desempenho sísmico. A simplicidade das estruturas consideradas permite perceber os fenómenos chave que resultam da interacção entre os dois sistemas estruturais. Este conhecimento de base é fundamental para uma correcta interpretação de modelos mais complexos.

Posteriormente é avaliado o desempenho sísmico de pórticos de três pisos, sendo a estratégia de investigação em tudo análoga à seguida para os pórticos de um piso. As características destes modelos numéricos, ao nível da massa e rigidez da estrutura, estão já mais próximas de casos reais de aplicação, permitindo desta forma ter uma percepção mais realista do potencial deste tipo de intervenção estrutural.

Os resultados obtidos revelam não só um grande aumento da capacidade resistente da estrutura, mas também uma melhoria significativa ao nível do desempenho sísmico, nomeadamente no controlo de deformações e do dano estrutural. As alterações significativas observadas ao nível da resposta estrutural apontam claramente para a necessidade de se efectuar o cálculo do reforço metálico tendo por base critérios rigorosos ao nível do controlo das deformações laterais da estrutura em detrimento do uso de metodologias de dimensionamento baseadas em forças com recurso a coeficientes de comportamento.

PALAVRAS-CHAVE: contraventamento metálico, pórticos de betão armado, resposta sísmica, controlo de deformação, análise não-linear.

ABSTRACT

The impact of adding a steel bracing system to a reinforced concrete (RC) moment resistant frame, in terms of lateral load capacity and displacement control, is assessed in this thesis. After a brief description of previous scientific work published in this area, the dissertation focuses in the analysis of direct concentric steel bracing systems. The evaluation of the structural behavior was made using inelastic pushover analysis.

Initially, the strategy followed consisted in a comparative study of one-storey RC moment resisting frames, with a single bay, with and without a concentric steel bracing system. The influence of parameters such as the slenderness of the steel diagonals or the rotational stiffness of the steel braced connection to the RC frame is investigated. In addition to a detailed assessment of the evolution of the plastic mechanism of the various case studies, an estimate of the target displacement associated to a series of seismic scenarios is carried out in order to evaluate the differences in terms of seismic performance. The simplicity of these numerical models allows the identification of the key phenomena resulting from the interaction between the two structural systems. Despite the simplicity, this background work is crucial for a correct interpretation of more complex structures.

Subsequently, the seismic performance of three-storey RC moment resisting frames is conducted using the same procedure adopted for the one-storey frames. The characteristics of these models in terms of mass and stiffness are closest to real application cases, enabling this way to have a more realistic perception of the potential of this type of retrofitting procedure.

The results indicate not only a large increase of the yield and ultimate capacities but also a significant improvement in seismic performance, both in terms of displacement and damage control. Furthermore, the significant changes observed in the structural response of the retrofitted frames clearly point out to the need to design steel braced RC frames based on displacement control criteria, instead of conventional force-based design procedures.

KEYWORDS: steel bracing, reinforced concrete frames, seismic response, displacement control, non-linear analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVO DA TESE	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
2. ESTRUTURAS HÍBRIDAS AÇO-BETÃO	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.1.1. LIGAÇÃO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO METÁLICO AO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO	8
2.2. INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL	9
2.3. ESTUDOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS	10
2.4. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO	11
2.4.1. CONCEITOS BASE	11
2.4.1.1. Espectro Elástico de Resposta	11
2.4.1.2. Coeficiente de Comportamento	11
2.4.2. CRITÉRIOS GERAIS DO EUROCÓDIGO 8	13
2.4.2.1. Tipos de Análise Previstos	13
2.4.2.2. Definição da Acção Sísmica	14
2.4.2.3. Coeficiente de Comportamento e Classes de Ductilidade	16
2.4.2.4. Principais disposições construtivas – Betão Armado	18
2.4.2.5. Principais disposições construtivas – Aço	19
3. ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS PORTICADAS	21
3.2.1. TIPOS DE ANÁLISE NÃO-LINEAR	22
3.2.1.1. Análise Estática Não-Linear – Pushover	22
3.2.1.2. Análise Dinâmica Não-Linear	23

3.2.2. TIPO DE ANÁLISE SELECCIONADA	23
3.2.3. TIPOS DE MODELOS PARA REPRESENTAÇÃO DA RESPOSTA NÃO-LINEAR	23
3.3. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO	24
3.3.1. CÁLCULO DO DESLOCAMENTO ALVO SEGUNDO O EC8	24
3.3.1.1. Transformação num Sistema de 1 Grau de Liberdade Equivalente	24
3.3.1.2. Determinação da Curva de Capacidade Idealizada	25
3.3.1.3. Cálculo do Deslocamento Alvo para o Sistema de 1 Grau de Liberdade Equivalente	26
3.3.1.4. Determinação do Deslocamento Alvo para Sistemas de Múltiplos Graus de Liberdade	28
3.3.1.5. Considerações Finais	28
4. APRESENTAÇÃO E MODELAÇÃO DAS ESTRUTURAS ANALISADAS	29
4.1. INTRODUÇÃO	29
4.2. PÓRTICOS DE 1 PISO	29
4.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	29
4.2.2. ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	30
4.2.3. ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO	31
4.3. PÓRTICOS DE 3 PISOS	32
4.3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	32
4.3.2. ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	33
4.3.3. ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO	33
4.4. RESUMO DAS SOLUÇÕES	33
4.5. MODELAÇÃO DOS PÓRTICOS	35
4.5.1. MODELOS DOS MATERIAIS	36
4.5.1.1. Betão	36
4.5.1.2. Aço	36
4.5.2. MODELAÇÃO DA LIGAÇÃO CONTRAVENTAMENTO-PÓRTICO DE BETÃO ARMADO	37
4.5.3. VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS	37
4.5.3.1. Pórtico de Betão Armado	37
4.5.3.2. Sistema de Contraventamento	38
4.6. CRITÉRIOS DE CEDÊNCIA E ROTURA	39
4.6.1. CRITÉRIO DE CEDÊNCIA	40
4.6.2. CRITÉRIO DE ROTURA	40
5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	41
5.1. INTRODUÇÃO	41
5.2. PÓRTICO DE 1 PISO	42

5.2.1. COMPORTAMENTO DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO COM E SEM SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO	42
5.2.2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO	45
5.2.3. INFLUÊNCIA DA ESBELTEZA DOS PERFIS DO CONTRAVENTAMENTO	49
5.2.4. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE ENCURVADURA DOS PERFIS DE CONTRAVENTAMENTO	55
5.3. PÓRTICO DE 3 PISOS	57
5.3.1. COMPORTAMENTO DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO COM E SEM SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO	57
5.3.2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO	62
5.3.3. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE ESBELTEZA DOS PERFIS DO CONTRAVENTAMENTO	64
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
6.1. CONCLUSÕES	73
6.2. RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	74
BIBLIOGRAFIA	75

ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 2.1. - EDIFÍCIO NA CIDADE DO MÉXICO REFORÇADO ANTES DO SISMO DE 1985 [6].	4
FIG. 2.2. – SOLUÇÃO DE CONTRAVENTAMENTO INTERNO DIRECTO [8].	5
FIG. 2.3. – SOLUÇÃO DE CONTRAVENTAMENTO INTERNO INDIRECTO [7].	5
FIG. 2.4. – EXEMPLOS DE TIPOLOGIAS DE CONTRAVENTAMENTO. (A) CONTRAVENTAMENTO EM X, (B) CONTRAVENTAMENTO EM K, (C) CONTRAVENTAMENTO EM V.	6
FIG. 2.5. - EDIFÍCIO EM BERKELEY, CALIFORNIA.	7
FIG. 2.6. - EDIFÍCIO EM SÃO FRANCISCO, CALIFORNIA.	7
FIG. 2.7. – (A) E (B) SISTEMAS DE LIGAÇÃO PARA PÓRTICOS EM CONSTRUÇÃO; (C) E (D) SISTEMAS DE LIGAÇÃO PARA REFORÇO DE PÓRTICOS EXISTENTES [4].	8
FIG. 2.8. – SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO DO TIPO “KNEE-BRACING” [3].	9
FIG. 2.9. – CONCEITO DE COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO [21].	12
FIG. 2.10. – INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DE UMA ESTRUTURA NO CUSTO INICIAL DA MESMA[21].	13
FIG. 2.11. – FORMA DO ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPOSTA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8.	14
FIG. 3.1. - CURVA CONCEPTUAL DE UMA ANÁLISE PUSHOVER.	22
FIG. 3.2. – DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO IDEALIZADA FORÇA-DESLOCAMENTO ELASTO-PERFEITAMENTE PLÁSTICA DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8.	25
FIG. 3.3. - DESLOCAMENTO ALVO PARA PERÍODOS DE GAMA MÉDIA-ALTA DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8.	26
FIG. 3.4. - DESLOCAMENTO ALVO PARA PERÍODOS CURTOS DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8.	27
FIG. 4.1. – PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO DE 1 PISO: (A) NÃO CONTRAVENTADO (B) CONTRAVENTADO.	30
FIG. 4.2. – SECÇÕES DE BETÃO ARMADO ADOPTADAS PARA AS VIGAS E PILARES.	30
FIG. 4.3. – SECÇÃO TRANSVERSAL DOS PERFIS DE CONTRAVENTAMENTO.	31
FIG. 4.4. – PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO DE 3 PISOS: (A) NÃO CONTRAVENTADO (B) CONTRAVENTADO.	32
FIG. 4.5. - SECÇÕES DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO.	33
FIG. 4.6. – DISCRETIZAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS.	35
FIG. 4.7. – MODELO CONSTITUTIVO ADOPTADO PARA O BETÃO.	36
FIG. 4.8. – MODELO CONSTITUTIVO ADOPTADO PARA O AÇO.	36
FIG. 4.9. – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DOS TRABALHOS VIRTUAIS.	37
FIG. 4.10. – RESULTADOS DA ANÁLISE PUSHOVER FEITA NO OPENSEES.	38
FIG. 4.11. – VARIAÇÃO DE ESFORÇO AXIAL NO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO.	39
FIG. 4.12. – RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA NUMA SECÇÃO DE BETÃO ARMADO.	40
FIG. 5.1. – PÓRTICOS DE 1 PISO: (A) NÃO-CONTRAVENTADO (B) CONTRAVENTADO.	41
FIG. 5.2. – PÓRTICOS DE 3 PISOS: (A) NÃO-CONTRAVENTADO (B) CONTRAVENTADO.	42
FIG. 5.3. – CURVAS DE CAPACIDADE DO PÓRTICO DE 1 PISO CONTRAVENTADO E NÃO CONTRAVENTADO.	43
FIG. 5.4. – CONTRIBUIÇÃO DOS DOIS SISTEMAS ESTRUTURAIS.	43
FIG. 5.5. – CURVA DE CAPACIDADE DO PÓRTICO PBA1.	44
FIG. 5.6. - CURVA DE CAPACIDADE DO PÓRTICO PC1-2.	44
FIG. 5.7. – ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS ALVO – PBA1.	45
FIG. 5.8. – ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS ALVO – PC1-2.	46
FIG. 5.9. – INFLUÊNCIA DA CONSIDERAÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS NA CURVA DE CAPACIDADE (PBA1).	47
FIG. 5.10. – CURVA DE CAPACIDADE SEM CONSIDERAÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS (PBA1).	48
FIG. 5.11. – CURVA DE CAPACIDADE CONSIDERANDO AS CARGAS VERTICAIS (PBA1).	48
FIG. 5.12. – CURVAS DE CAPACIDADE.	49
FIG. 5.13. – CURVA DE CAPACIDADE - PC1-2.5.	50
FIG. 5.14. - CURVA DE CAPACIDADE - PC1-2.	50

FIG. 5.15. - CURVA DE CAPACIDADE DE PC1-1.5.....	51
FIG. 5.16. – ESFORÇO AXIAL NO PILAR P1.....	51
FIG. 5.17. – ESFORÇO AXIAL NO PILAR P2.....	52
FIG. 5.18. – ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS ALVO – PC1-2.5.....	53
FIG. 5.19. – ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS ALVO – PC1-2.....	54
FIG. 5.20. – ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS ALVO – PC1-1.5.....	54
FIG. 5.21. – INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE ENCURVADURA NA RESPOSTA SÍSMICA.....	56
FIG. 5.22. - CURVAS DE CAPACIDADE DOS PÓRTICOS PBA3 E PC3-2.....	57
FIG. 5.23. - CURVA DE CAPACIDADE DO PÓRTICO PBA3.....	58
FIG. 5.24. - CURVA DE CAPACIDADE DO PÓRTICO PC3-2.....	58
FIG. 5.25. – INFLUÊNCIA DO DESEMPENHO DO CONTRAVENTAMENTO NA RESPOSTA DO PÓRTICO PC3-2.	59
FIG. 5.26. – ESFORÇO AXIAL NO PILAR P11.....	60
FIG. 5.27. – ESFORÇO AXIAL NO PILAR P21.....	60
FIG. 5.28. – DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS. (A) $\Delta_{\text{CONTROLO}}=0.5\text{CM}$; (B) $\Delta_{\text{CONTROLO}}=5.5\text{CM}$	61
FIG. 5.29. – ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTO ALVO – PBA3.....	62
FIG. 5.30. - ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTO ALVO – PC3-2.	62
FIG. 5.31. – CURVAS DE CAPACIDADE.....	64
FIG. 5.32. – CURVA DE CAPACIDADE – PC3-2.5.	64
FIG. 5.33. - CURVA DE CAPACIDADE – PC3-2.	65
FIG. 5.34. - CURVA DE CAPACIDADE – PC3-1.5.	65
FIG. 5.35. – DESLOCAMENTO ENTRE PISOS - $\Delta_{\text{CONTROLO}}=0.005\text{ M}$	66
FIG. 5.36. – DESLOCAMENTO ENTRE PISOS - $\Delta_{\text{CONTROLO}}=0.055\text{ M}$	66
FIG. 5.37. - DESLOCAMENTO ENTRE PISOS - $\Delta_{\text{CONTROLO}}=0.061\text{ M}$	67
FIG. 5.38. – ESFORÇO AXIAL – P11.....	67
FIG. 5.39. – ESFORÇO AXIAL – P21.....	68
FIG. 5.40. – ESTIMATIVA DO DESLOCAMENTO ALVO – PC3-2.5.....	69
FIG. 5.41. - ESTIMATIVA DO DESLOCAMENTO ALVO – PC3-2.....	69
FIG. 5.42. - ESTIMATIVA DO DESLOCAMENTO ALVO – PC3-1.5.....	70

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 2.1. – VALORES DE Q PROPOSTOS PARA PÓRTICOS HÍBRIDOS[15].....	10
TABELA 2.2. - CONSEQUÊNCIAS DA REGULARIDADE ESTRUTURAL NA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO SÍSMICO [1].....	14
TABELA 2.3. – COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO PARA ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8.....	17
TABELA 2.4. - COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO PARA PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTO CONCÊNTRICO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8.....	18
TABELA 4.1. – PÓRTICOS DE 1 PISO.....	34
TABELA 4.2. – PÓRTICOS DE 3 PISOS.....	34
TABELA 4.3. – NÚMERO DE ELEMENTOS FINITOS POR ELEMENTO ESTRUTURAL.....	35
TABELA 4.4. – PARÂMETROS DA LEI DE COMPORTAMENTO DO BETÃO.....	36
TABELA 4.5. – PARÂMETROS DO AÇO DAS ARMADURAS.....	37
TABELA 4.6. – PARÂMETROS DO AÇO DOS PERFIS METÁLICOS DO CONTRAVENTAMENTO.....	37
TABELA 4.7. – VALORES DE RESISTÊNCIA TEÓRICOS.....	38
TABELA 4.8. – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO OPENSEES COM OS VALORES ANALÍTICOS.....	38
TABELA 4.9. – CAPACIDADE TEÓRICA DOS PERFIS DO CONTRAVENTAMENTO.....	39
TABELA 4.10. – RESULTADOS NO OPENSEES.....	39
TABELA 5.1. – DESEMPENHO DOS PÓRTICOS PBA1 E PC1-2.....	46
TABELA 5.2. – EXIGÊNCIA SÍSMICA – PBA1.....	46
TABELA 5.3. - EXIGÊNCIA SÍSMICA – PC1-2.....	47
TABELA 5.4. – INFLUÊNCIA DO CRITÉRIO DE ROTURA NO DESEMPENHO SÍSMICO.....	49
TABELA 5.5. – PLASTIFICAÇÃO DA SECÇÃO DE TOPO DO PILAR P2.....	52
TABELA 5.6. – ROTURA LOCAL DA SECÇÃO DE TOPO DO PILAR P2.....	52
TABELA 5.7. – DESEMPENHO SÍSMICO DOS PÓRTICOS CONTRAVENTADOS.....	55
TABELA 5.8. - EXIGÊNCIA SÍSMICA – PC1-2.5.....	55
TABELA 5.9. - EXIGÊNCIA SÍSMICA – PC1-2.....	55
TABELA 5.10. – EXIGÊNCIA SÍSMICA – PC1-1.5.....	55
TABELA 5.11. - DESEMPENHO DOS PÓRTICOS PBA3 E PC3-2.....	63
TABELA 5.12. - EXIGÊNCIA SÍSMICA – PBA3.....	63
TABELA 5.13. - EXIGÊNCIA SÍSMICA – PC3-2.....	63
TABELA 5.14. – PLASTIFICAÇÃO DA SECÇÃO BASE DO PILAR P21.....	68
TABELA 5.15. – ROTURA DA SECÇÃO BASE DO PILAR P21.....	68
TABELA 5.16. – DESEMPENHO SÍSMICO.....	70
TABELA 5.17. – EXIGÊNCIA SÍSMICA – PC3-2.5.....	70
TABELA 5.18. – EXIGÊNCIA SÍSMICA – PC3-2.....	71
TABELA 5.19. – EXIGÊNCIA SÍSMICA – PC3-1.5.....	71

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Nas últimas décadas a Engenharia Sísmica teve uma evolução assinalável. O progresso feito na compreensão do fenómeno sísmico foi sendo naturalmente acompanhado pelos regulamentos. As normas de dimensionamento sísmico são nos dias de hoje mais exigentes, não só ao nível da prevenção do colapso e da salvaguarda da vida humana, mas também ao nível do desempenho e do controlo do dano estrutural. Neste contexto, existirá um número significativo de edifícios, dimensionados segundo normas antigas, que necessitarão de intervenção ao nível do reforço estrutural com vista ao cumprimento das exigências cada vez mais rigorosas impostas pelos regulamentos sísmicos actualmente em vigor.

Existem diversas metodologias de actuação tendo em vista o reforço sísmico de estruturas, nomeadamente a introdução de novos elementos estruturais, a intervenção selectiva sobre os elementos resistentes existentes e mais recentemente a aplicação de dispositivos de protecção sísmica. Num contexto em que a dimensão económica tem cada vez mais importância, para que um plano de requalificação possa ser implementado com sucesso, será necessário que a estratégia de reforço seja não só eficaz mas também simples e célere.

A introdução de sistemas de contraventamento metálico em estruturas porticadas de betão armado, como medida de reforço, tem sido aplicada pontualmente nos últimos anos com resultados bastantes satisfatórios, revelando potencial estrutural e económico. Esta solução permite um aumento da capacidade lateral resistente e da rigidez da estrutura, sendo simultaneamente de aplicação simples, comparativamente com outras alternativas, e com custos relativamente baixos. Apesar do potencial revelado em exemplos concretos de aplicação e em alguns estudos de investigação que foram desenvolvidos ao longo dos anos, o reforço de estruturas de betão armado com recurso a elementos metálicos não está previsto na grande maioria dos regulamentos de dimensionamento sísmico mundiais. O desenvolvimento de trabalho científico nesta área poderá neste contexto desempenhar um papel fundamental para que num futuro próximo esta alternativa de intervenção conste nos regulamentos, nomeadamente no Eurocódigo 8 [1], a norma europeia de dimensionamento sísmico.

O leque de sistemas de contraventamento metálico testados e analisados em trabalhos científicos já publicados é algo vasto. Esta dissertação centrar-se-á, no entanto, numa análise específica de sistemas de contraventamento concêntricos, em X, ligados directamente aos nós do pórtico de betão armado. O objectivo não se esgotará na confirmação das melhorias que a sua inclusão permite ao nível do desempenho sísmico, pretendendo-se também com este estudo avaliar os fenómenos de interacção entre os dois sistemas resistentes (betão armado e contraventamento metálico) e a evolução da resposta estrutural. Uma compreensão sólida destes dois últimos aspectos é, no entender do autor, fundamental para definição futura de disposições construtivas desta alternativa estrutural.

1.2.OBJECTIVO DA TESE

O principal objectivo desta Tese será o de contribuir tanto quanto possível para que a utilização de sistemas híbridos aço-betão seja incluída nos regulamentos de dimensionamento sísmico num futuro próximo. Para tal será necessário compreender os fenómenos de interacção entre os dois sistemas estruturais, assim como identificar as alterações ao nível da resposta global da estrutura associadas à inclusão de elementos metálicos. Torna-se também fundamental avaliar quais as alterações ao nível da capacidade de deformação e de dissipação de energia da estrutura, e identificar quais as zonas críticas de um pórtico híbrido.

Num contexto em que a salvaguarda da vida humana começa a não ser o único propósito do dimensionamento sísmico, esta dissertação tenta não esgotar-se na avaliação das melhorias ao nível da capacidade resistente da estrutura reforçada, procurando demonstrar simultaneamente o impacto da solução de reforço no desempenho sísmico, nomeadamente no controlo de deformações.

1.3.ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese desenvolve-se ao longo de quatro capítulos, para além da Introdução e das Considerações Finais. Nos parágrafos seguintes é feita uma breve descrição do conteúdo de cada um desses capítulos.

No Capítulo 2 é feita uma introdução às diversas estratégias de reforço sísmico em estruturas de betão armado, dando-se especial ênfase à utilização de sistemas de contraventamento metálico. São descritas as diferentes tipologias de contraventamento metálico, citados alguns exemplos de aplicação prática e referenciados os trabalhos de investigação mais relevantes na área. Numa segunda fase, dada a inexistência de regulamentação específica para sistemas híbridos aço-betão nos regulamentos de dimensionamento sísmico, apresentam-se as disposições construtivas mais relevantes presentes no Eurocódigo 8 relativas às estruturas de betão armado e aos sistemas de contraventamento concêntrico em estruturas metálicas.

No Capítulo 3 são discutidas e avaliadas diferentes estratégias de modelação e avaliação do comportamento estrutural de estruturas híbridas constituídas por um pórtico de betão armado e um sistema de contraventamento metálico. É ainda apresentada a metodologia de avaliação de desempenho sísmico seleccionada para a realização deste trabalho.

No Capítulo 4 é feita a apresentação dos pórticos de betão armado sobre os quais o estudo incidirá. Para além das características geométricas dos pórticos a analisar, é descrito o método de modelação e os casos considerados tendo em vista a validação da modelação numérica. São ainda definidos neste capítulo os critérios de cedência e rotura necessários na avaliação do desempenho sísmico das várias estruturas estudadas.

No Capítulo 5 é feita a análise e discussão dos resultados fornecidos pelas análises estáticas não-lineares dos pórticos de betão armado. Numa primeira fase são analisados pórticos de um piso, estendendo-se a discussão posteriormente a pórticos de três pisos. O estudo contempla uma análise de sensibilidade de parâmetros como a esbelteza das diagonais de contraventamento.

ESTRUTURAS HÍBRIDAS AÇO-BETÃO

2.1. INTRODUÇÃO

A Engenharia Sísmica conheceu nas últimas décadas grandes desenvolvimentos. Este progresso é resultado de um maior conhecimento do fenómeno sísmico e dos seus efeitos aliado a uma notável evolução ao nível das tecnologias, técnicas construtivas e metodologias de análise. As normas e regulamentos foram acompanhando esta evolução, apresentando-se cada vez mais exigentes ao nível do controlo do desempenho estrutural.

Estruturas localizadas em zonas sísmicas dimensionadas segundo a regulamentação antiga revelam, à luz dos novos regulamentos, níveis de segurança insatisfatórios resultantes de níveis de resistência/rigidez lateral baixos ou ductilidade insuficiente. Neste contexto, existem diversas estratégias de intervenção que visam o reforço sísmico destas estruturas, nomeadamente a introdução de novos elementos estruturais, o reforço selectivo de elementos resistentes e mais recentemente a aplicação de dispositivos de protecção sísmica [2].

Tendo em vista um aumento da rigidez lateral, a adição de sistemas de contraventamento metálico ou de paredes resistentes apresentam-se como as soluções tradicionalmente utilizadas, respectivamente em edifícios metálicos e em estruturas de betão armado [3]. O reforço da capacidade resistente por seu turno, nomeadamente em estruturas betão armado, poderá ser conseguido através do encamisamento selectivo de elementos estruturais. Os materiais e técnicas de aplicação utilizados são diversos podendo citar-se a título exemplificativo o encamisamento metálico, o encamisamento com perfis metálicos ou o encamisamento com mantas de fibras de carbono ou vidro. Os dispositivos de protecção sísmica, ao contrário das soluções citadas anteriormente, visam melhorar o comportamento sísmico da estrutura sem que se explore, tanto quanto possível, a sua capacidade de deformação. Pretende-se com estes dispositivos que o desempenho estrutural supere o critério de não-colapso exigido pelos regulamentos, o que é benéfico do ponto de vista económico. Destaca-se nesta área os sistemas de protecção passiva como por exemplo os dispositivos de isolamento de base e os sistemas de dissipação de energia.

O presente trabalho debruçar-se-á sobre a aplicação de sistemas de contraventamento metálico em estruturas porticadas de betão armado. Tradicionalmente utilizados em estruturas metálicas, este tipo de solução tem sido sugerido e aplicado, ainda que pontualmente, como uma alternativa ou complemento legítimo às paredes resistentes em edifícios porticados de betão armado [3][4][5]. Os primeiros exemplos de aplicação datam da década de 80 no Japão e no México [6] (Fig. 2.1), iniciando-se também por esta altura os primeiros trabalhos de investigação nesta área.

O uso de elementos metálicos no contraventamento de estruturas porticadas de betão armado surge na sua génese como uma medida de recuperação de edifícios danificados durante um evento sísmico ou como uma acção de reforço da capacidade lateral resistente de edifícios existentes [6][7]. Os métodos

de contraventamento podem ser divididos em duas categorias; contraventamento externo e contraventamento interno.

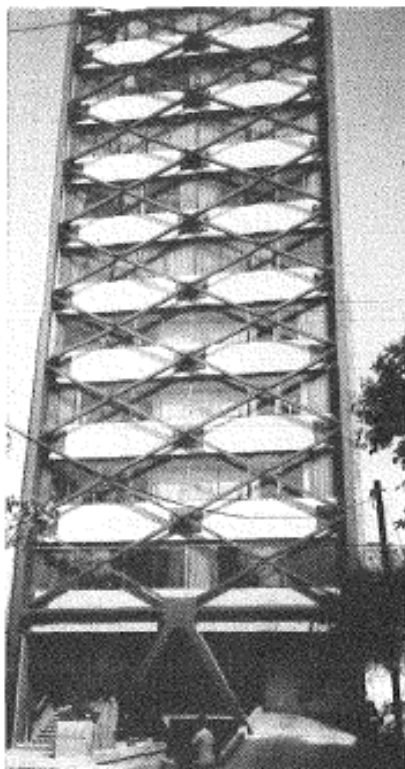


Fig. 2.1. - Edifício na Cidade do México reforçado antes do sismo de 1985 [6].

No contraventamento externo os edifícios são reforçados através da adição global de pórticos metálicos aos pórticos exteriores da estrutura. Os principais problemas identificados prendem-se com aspectos arquitectónicos e dificuldades na materialização da ligação entre os dois sistemas estruturais [8]. No contraventamento interno a estrutura metálica é posicionada individualmente no interior dos vãos, podendo a ligação ao pórtico ser feita directa (Fig. 2.2) ou indirectamente (Fig. 2.3). Nesta última solução, a transferência de forças entre as diagonais de contraventamento e o pórtico de betão armado é feita indirectamente através de um pórtico metálico. A ligação directa, proposta pela primeira vez por Maheri e Sahebi [9], difere da indirecta pela ausência do pórtico metálico, estando as diagonais de contraventamento directamente ligadas aos nós do pórtico de betão armado. A ligação indirecta só fará sentido em situações em que o pórtico de betão armado esteja danificado ou necessite de ser reforçado, caso contrário o pórtico metálico não será mais do que um elemento dispendioso [10]. A solução apresenta ainda outras desvantagens como por exemplo as dificuldades técnicas na materialização da ligação e interacção dinâmica entre os dois pórticos quando submetidos à acção sísmica [4]. A conexão directa dos perfis metálicos ultrapassa as problemáticas anteriormente citadas. Estudos conduzidos por Maheri [3], Abou-Elfath e Ghobarah [5][11] demonstram que com esta solução é possível aumentar a resistência lateral de um pórtico de betão armado até ao nível pretendido, mantendo ou aumentando, se necessário, o nível de ductilidade do sistema [8]. Por tudo isto, as soluções de contraventamento directo, sejam elas em X, K, V (Fig. 2.4) são propostas não

apenas como alternativa para situações de reforço, mas também como opções válidas a considerar em fase de dimensionamento [4].

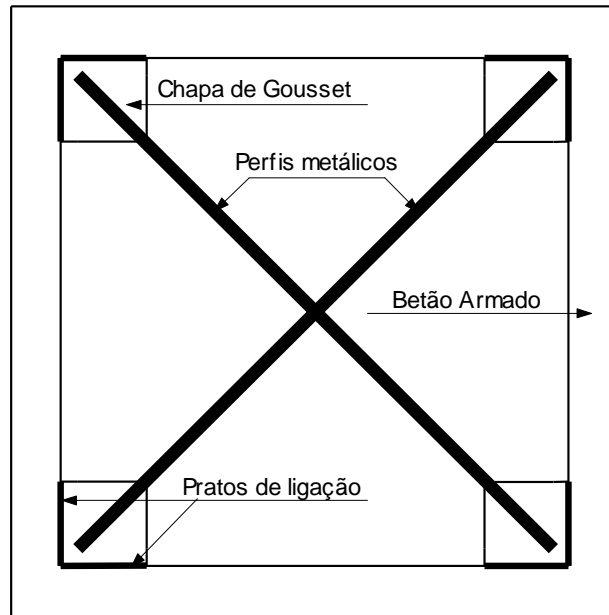


Fig. 2.2. – Solução de contravento interno directo [8].

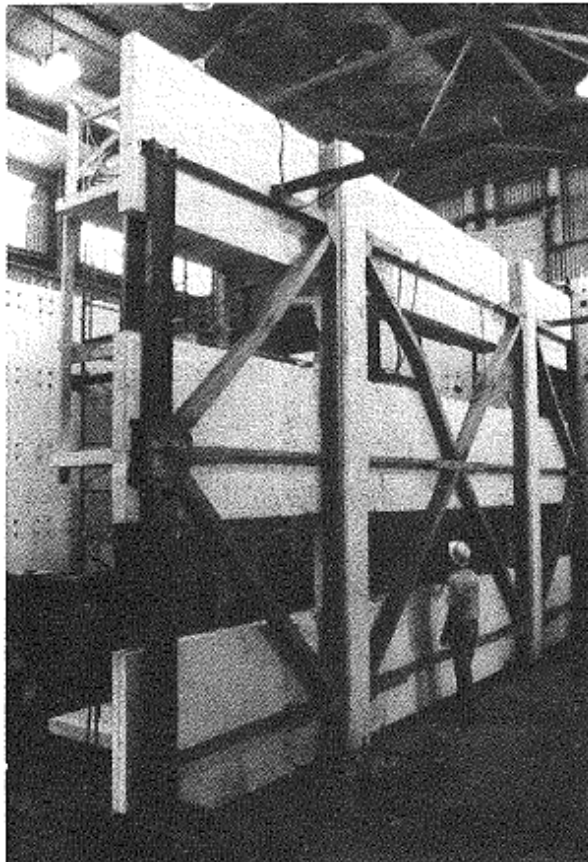


Fig. 2.3. – Solução de contravento interno indirecto [7].

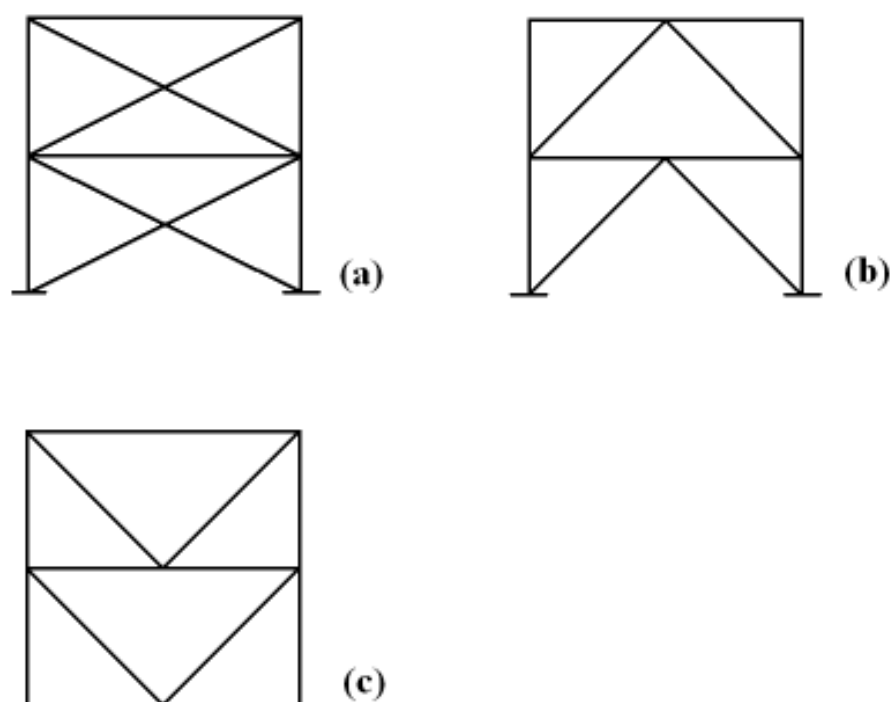


Fig. 2.4. – Exemplos de tipologias de contraventamento. (a) Contraventamento em X, (b) Contraventamento em K, (c) Contraventamento em V.

Os regulamentos actuais de projecto sísmico de estruturas de betão armado contemplam apenas os sistemas porticados e as paredes resistentes como sistemas estruturais, permitindo que os mesmos possam ser dimensionados para diferentes níveis de ductilidade. Estas normas não fornecem no entanto quaisquer regras para o dimensionamento de sistemas híbridos constituídos por pórticos de betão armado combinados com sistemas de contraventamento metálicos.

Os ganhos ao nível da rigidez e resistência aliados a uma redução do peso global da estrutura, a uma maior liberdade arquitectónica e rapidez construtiva são óbvios e a aplicação de sistemas de contraventamento metálicos em estruturas porticadas de betão armado começa a ser prática corrente em algumas regiões do mundo (Fig. 2.5 e Fig. 2.6). No entanto, será necessário continuar a aprofundar o conhecimento relativamente ao modo como uma estrutura de betão armado dimensionada segundo a regulamentação actual interage com os elementos metálicos e à forma como estes alteram o desempenho estrutural da mesma. O desafio nesta área será portanto o desenvolvimento de estratégias e linhas orientadoras para o dimensionamento que permitam num futuro próximo incluir este tipo de estrutura híbrida nos regulamentos, possibilitando assim que este tipo de solução seja uma alternativa efectiva a considerar na fase de concepção e dimensionamento.

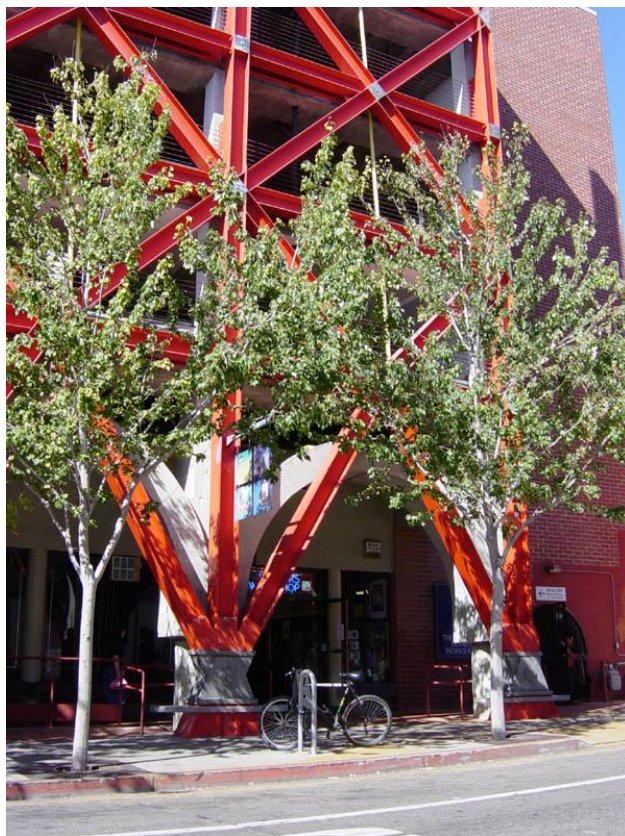


Fig. 2.5. - Edifício em Berkeley, California.



Fig. 2.6. - Edifício em São Francisco, California.

2.1.1. LIGAÇÃO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO METÁLICO AO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

A montagem directa do sistema de contraventamento aos nós do pórtico é vantajosa em diversos aspectos, tal como já foi discutido anteriormente, nomeadamente ao nível do custo e da facilidade de execução. Para que se possa tirar partido de todo o potencial que este tipo de solução tem, é necessário assegurar que a ligação seja suficientemente robusta para que a transferência de forças entre os dois sistemas estruturais seja eficiente. Apresentam-se em seguida exemplos de ligação directa sugeridos e testados por Maheri et al. [8][9].

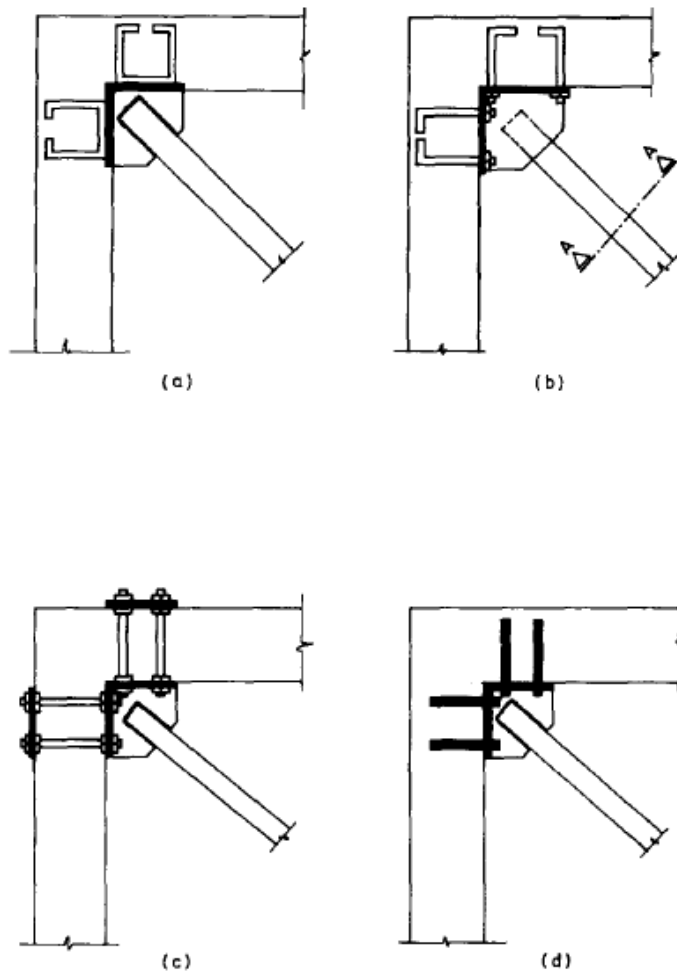


Fig. 2.7. – (a) e (b) sistemas de ligação para pórticos em construção; (c) e (d) sistemas de ligação para reforço de pórticos existentes [4].

As ligações (a) e (b) da Fig. 2.7 são referentes a casos em que a opção por um sistema resistente híbrido é tomada em fase de dimensionamento, sendo o sistema de ligação montado antes da betonagem do pórtico. Nesta situação os perfis metálicos são soldados a uma chapa de gousset que por sua vez é fixada ao nó do pórtico com recurso a ganchos. Estes últimos poderão ser soldados à chapa ou alternativamente aparafusados. As ligações (c) e (d), ilustradas na mesma figura, inserem-se num contexto de reforço de pórticos de betão armado já existentes. Neste caso as chapas de gousset às quais o perfil metálico está soldado são fixadas através de parafusos. Os parafusos poderão ou não atravessar as duas faces do pilar e da viga.

2.2. INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

Em 1987 e 1991, Bush [7][12] liderou um estudo no qual foi assemblado um pórtico metálico contraventado a um pórtico de betão armado. Os resultados do ensaio demonstraram um incremento substancial da resistência ao corte do sistema estrutural.

Uns anos mais tarde, Maheri e Sahebi [4] efectuaram testes laboratoriais em pórticos de betão armado de um piso com uma solução de contraventamento directo, tendo como objectivo avaliar a eficácia do contraventamento em X no aumento da resistência lateral, bem como analisar o comportamento das diagonais metálicas. Os autores concluíram que com sistemas de ligação adequados, o contraventamento directo poderá constituir uma alternativa ou um suplemento viáveis às paredes resistentes em edifícios porticados de betão armado situados em zona sísmica.

Em 2003, Maheri et al. [3] efectuaram ensaios de carga lateral em modelos de pórticos de betão armado dúcteis contraventados directamente nos seus nós com sistemas de contraventamento em X e do tipo “Knee-bracing”. Os resultados dos ensaios indicaram que o aumento da capacidade resistente de um pórtico dúctil, bem como o controlo da deformação lateral podem ser conseguidos com uma solução de ligação directa em ambos os sistemas. O contraventamento em X permite obter um sistema estrutural mais rígido podendo diminuir a ductilidade do pórtico. O sistema de contraventamento do tipo “Knee-bracing” (Fig. 2.8) por seu turno permite obter uma estrutura com maior nível de ductilidade se pretendido.

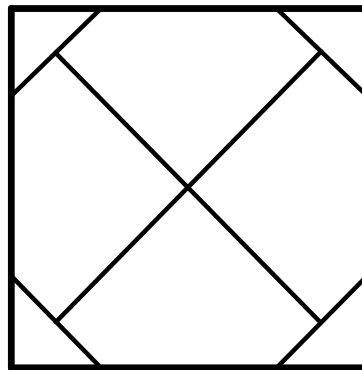


Fig. 2.8. – Sistema de contraventamento do tipo “Knee-bracing” [3].

Recentemente, Youssef et al. [13] avaliaram experimentalmente a eficiência de pórticos de betão armado contraventados com diagonais metálicas concêntricas através de ensaios com carregamento cíclico. Nesse estudo foi analisado um pórtico de betão armado dimensionado segundo a regulamentação americana actual (ACI 318-02), supondo uma localização em zona sísmica, e um outro pórtico suposto em zona não sísmica mas contraventado com um sistema de contraventamento metálico em X. Os resultados obtidos demonstraram que um pórtico contraventado, projectado usando o mesmo coeficiente de comportamento de um pórtico de betão convencional com um nível de ductilidade médio, terá um bom desempenho durante um evento sísmico. Os autores concluíram ainda que o dimensionamento das diagonais metálicas, bem como das suas ligações poderá ser feito de maneira análoga ao efectuado em estruturas metálicas.

2.3. ESTUDOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

Badoux e Jirsa [6] apresentaram um estudo analítico sobre uma solução de contraventamento externo num pórtico não dúctil de betão armado. Os autores efectuaram uma análise não linear estática para diversos níveis de esbelteza do contraventamento de forma a avaliar também a influência deste parâmetro. São citadas vantagens a nível não estrutural, nomeadamente a rapidez de execução e a possibilidade de existência de aberturas na fachada contraventada, e confirmados os ganhos ao nível da rigidez e resistência já preconizados por outros autores. Os autores defendem que este tipo de solução poderá ser usado tanto no controlo de deformação, em serviço, como na prevenção do colapso, podendo o projectista ajustar a rigidez e resistência independentemente. Refere-se ainda que as diagonais de contraventamento deverão ser pouco esbeltas ($\lambda < 80$) ou então de esbelteza infinita (cabos).

Pincheira e Jirsa [14] estudaram o comportamento de pórticos modelo de 3, 7 e 12 pisos, não dúcteis, de betão armado reforçados com diferentes soluções: *i)* inclusão de tirantes pré-esforçados; *ii)* contraventamento metálico em X; *iii)* adição de paredes resistentes. Os resultados indicaram que o contraventamento metálico melhora significativamente o desempenho sísmico das estruturas, ressaltando que o sucesso de uma solução particular de reforço está dependente das propriedades estruturais da estrutura original e da acção sísmica característica em cada zona específica de construção.

Abou-Elfath and Ghobarah [5] analisaram o desempenho sísmico de edifícios porticados de betão armado não dúcteis de 3 pisos, reforçados com sistema de contraventamento metálico concêntrico, avaliando a influência da quantidade e distribuição do aço na resistência e rigidez globais do sistema. Conclui-se que o nível de melhoramento no comportamento sísmico dos edifícios depende não só do aumento da capacidade resistente, mas também da exigência sísmica associada ao aumento de rigidez provocado pela introdução do sistema de contraventamento. Observou-se que, por um lado a adição uniforme do aço a toda altura do edifício pode não constituir a solução óptima e por outro que a variações abruptas de rigidez em altura estão associados desempenhos insatisfatórios. Os autores sugerem neste trabalho um método simplificado de selecção e distribuição das diagonais metálicas.

Recentemente Maheri e Akbari [15] efectuaram análises “*pushover*” em sistemas porticados de betão armado com sistemas de contraventamento metálico em X e do tipo “*knee-bracing*”, com vista à quantificação dos coeficientes de comportamento. Neste estudo avalia-se a influência de parâmetros como a altura e o nível de carga a absorver por cada um dos sistemas. Com base nos resultados obtidos, os autores propuseram valores do coeficiente de comportamento, q , para diferentes níveis de ductilidade, para sistemas híbridos aço-betão [15].

Tabela 2.1. – Valores de q propostos para pórticos híbridos[15].

Exigência de ductilidade	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$
q	5	7	9	12

2.4.DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

O dimensionamento sísmico surge historicamente como uma extensão do dimensionamento convencional para cargas gravíticas. Apesar da grande evolução na área da Engenharia Sísmica e das novas filosofias de dimensionamento propostas nos últimos anos, baseadas em critérios de desempenho (*Performance Based Design*), a prática corrente consiste ainda em utilizar regulamentos prescritivos baseados em forças (*Force-Based Design*) [16]. Deste modo, a metodologia de cálculo comum presente nos principais regulamentos internacionais consiste na obtenção de uma força estática equivalente, o corte basal, que reflecte a acção sísmica, devendo ser considerada no dimensionamento estrutural juntamente com as restantes acções de projecto em combinação própria.

O cálculo do corte basal é feito, à luz da generalidade dos regulamentos actuais, com recurso a um espectro de resposta, função das características do terreno, do amortecimento viscoso, da aceleração sísmica de projecto e da capacidade de deformação da estrutura, que cruzado com o período fundamental da estrutura permite calcular a acção sísmica de projecto.

2.4.1.CONCEITOS BASE

2.4.1.1.Espectro Elástico de Resposta

O espectro de resposta representa a curva de respostas máximas, em termos de acelerações, deslocamentos ou velocidades, de um sistema de um grau de liberdade em função do seu período fundamental, para um dado valor fixo de amortecimento. De forma simplificada poder-se-á dizer que a construção de um espectro é conseguida sujeitando um conjunto de sistemas de um grau de liberdade, com diferentes valores do período de vibração e com um determinado amortecimento, a uma história de acelerações. O valor pico de resposta é registado para cada um dos sistemas, repetindo-se o procedimento para diversos registos sísmicos. Os espectros de resposta presentes nos regulamentos não são mais do que uma envolvente de espectros [17][18].

Conforme foi descrito anteriormente, a construção dos espectros de resposta é feita com recurso a osciladores de um grau de liberdade. A extrapolação dos resultados para sistemas de múltiplos graus de liberdade é válida quando a resposta estrutural numa análise linear elástica se deve à contribuição de um único modo de vibração, o modo fundamental, uma vez que esta é semelhante à resposta de um oscilador de um grau de liberdade com a mesma massa e rigidez [16].

2.4.1.2.Coefficiente de Comportamento

Nas estruturas dimensionadas apenas para acções gravíticas verifica-se que as cargas de projecto são substancialmente superiores às que a estrutura experimenta posteriormente na fase de utilização. Desta forma, se correctamente dimensionadas, as estruturas comportam-se maioritariamente em regime elástico. A situação é totalmente diferente em relação à acção sísmica. Por força da intensidade deste tipo de acção, em muitos casos torna-se impossível, do ponto de vista económico, garantir uma resposta elástica da estrutura. Torna-se por isso necessário recorrer à capacidade de dissipação energética em regime não-linear. Assim, dimensiona-se a estrutura para um nível de força lateral inferior ao correspondente a uma resposta linear-elástica, bastando para isso que se garanta que o nível de ductilidade disponível é superior ao requerido.

Na Fig. 2.9 apresenta-se a curva típica de resposta sísmica de uma estrutura dúctil. No eixo das abcissas está representado o deslocamento do nó de controlo do edifício (geralmente correspondente ao topo do edifício), enquanto no eixo das ordenadas é expressa a resistência da estrutura em termos de

corte basal. V_{el} representa o corte basal que se verificaria se a estrutura respondesse em domínio elástico, V_y representa o corte basal máximo de um sistema idealizado cujo integral da curva idealizada elasto-plástica deverá ser igual ao integral da curva de comportamento real, e por fim V_{1y} representa o corte basal correspondente à formação da primeira rótula plástica. Relativamente aos deslocamentos, Δ_u representa o deslocamento máximo da estrutura, Δ_y o deslocamento correspondente à cedência da curva de comportamento idealizada e Δ_{1y} o deslocamento no momento de formação da primeira rótula plástica [19][20][21].

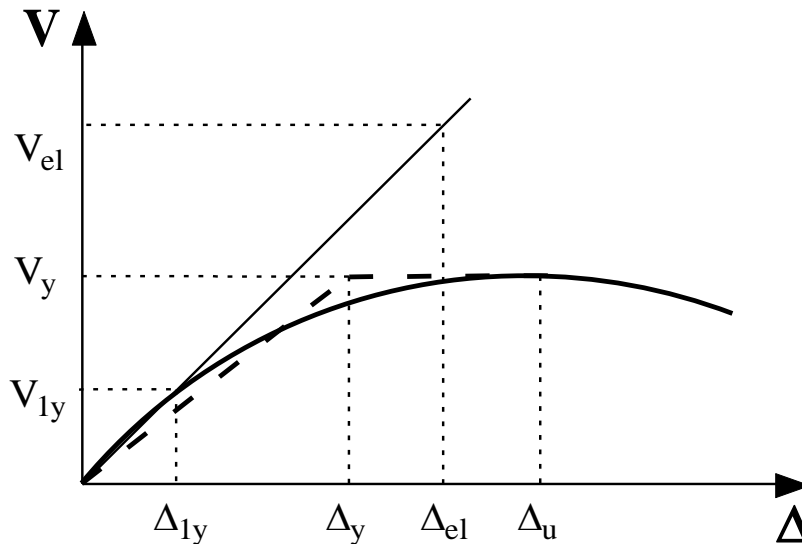


Fig. 2.9. – Conceito de coeficiente de comportamento [21].

O coeficiente de comportamento q pode ser definido da seguinte forma:

$$q = \frac{V_{el}}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_{1y}} = \frac{V_{el}}{V_{1y}} \quad (2.1.)$$

Em que:

$\frac{V_{el}}{V_y}$ representa o coeficiente de ductilidade em força, associado à capacidade de deformação da estrutura

$\frac{V_y}{V_{1y}}$ representa o coeficiente de sobre-resistência, o qual reflecte a capacidade de redistribuição de esforços da estrutura e os fenómenos de endurecimento dos materiais.

A ductilidade, em deslocamentos, do sistema pode ser definida segundo a Eq. (2.2.):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.2.)$$

O custo de uma estrutura está directamente relacionado com a sua capacidade resistente V_y (Fig. 2.10). Por este motivo os regulamentos procuram tanto quanto possível reduzir a magnitude da acção lateral de dimensionamento. Neste contexto é exigida a aplicação de uma série de disposições construtivas que garantam um nível de ductilidade associado ao nível de força considerado.

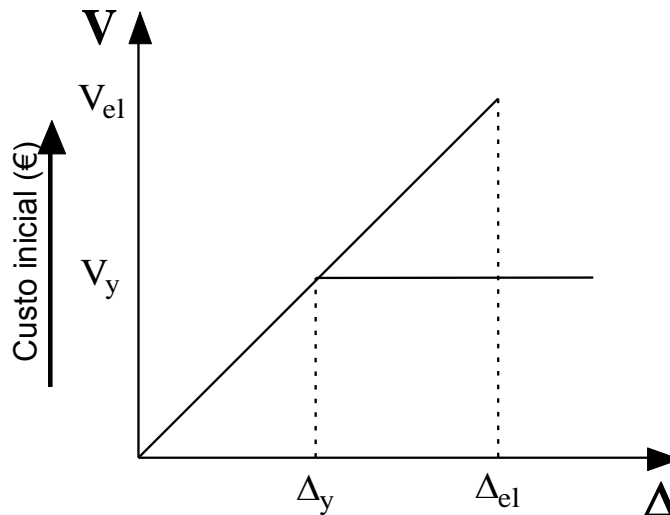


Fig. 2.10. – Influência da resistência de uma estrutura no custo inicial da mesma[21].

2.4.2. CRITÉRIOS GERAIS DO EUROCÓDIGO 8

O Eurocódigo 8 não apresenta regras específicas para estruturas híbridas aço-betão. Assim sendo serão analisadas as normas existentes relativas a estruturas de betão armado e a estruturas metálicas contraventadas. Serão abordados também os conceitos chave e a filosofia de base do regulamento.

2.4.2.1. Tipos de Análise Previstos

Para efeitos de dimensionamento sísmico as estruturas são classificadas como sendo regulares ou não regulares, em função das suas características em planta e em altura. Esta classificação tem implicações em diversos aspectos do dimensionamento;

- Tipo de modelo (plano ou espacial);
- Método de análise;
- Valor do coeficiente de comportamento q .

Como exemplo, para estruturas em que os critérios de regularidade em altura dispostos no regulamento não sejam cumpridos o coeficiente q deverá ser reduzido em 20%. Esta penalização justifica-se pelo aparecimento de zonas de concentração de esforços que se traduzem numa exigência de ductilidade superior ao nível dessas secções.

Dependendo das características da estrutura o regulamento prevê que seja utilizado um dos dois tipos de análise linear:

- Método das Forças Laterais Equivalentes;
- Método da Sobreposição Modal.

Em alternativa aos métodos de análise linear-elástica, o regulamento recomenda que sejam utilizados os seguintes métodos de análise não-linear:

- Análise não-linear estática (*pushover*);
- Análise dinâmica não-linear.

A Tabela 2.2 sumariza as consequências da regularidade estrutural na análise e no dimensionamento sísmico.

Tabela 2.2. - Consequências da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico [1].

Regularidade		Simplificação permitida		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo de análise	Análise Linear-elástica	(para análise linear-elástica)
Sim	Sim	Plano	Forças laterais eq.	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Sobreposição modal	Valor reduzido
Não	Sim	Tridimensional	Forças laterais eq.	Valor de referência
Não	Não	Tridimensional	Sobreposição modal	Valor reduzido

2.4.2.2. Definição da Acção Sísmica

O Eurocódigo 8 define a acção sísmica através de espectros de resposta elásticos em termos de acelerações. O regulamento contempla dois tipos de espectros. O espectro de Tipo I está associado a eventos sísmicos de magnitude elevada a grande distância focal, enquanto o espectro de Tipo II caracteriza sismos de intensidade inferior, a uma distância focal menor.

Na Fig. 2.11 Apresenta-se o espectro de resposta de acelerações elástico genérico, associado a um nível de amortecimento ξ de 5%, característico de estruturas de betão armado.

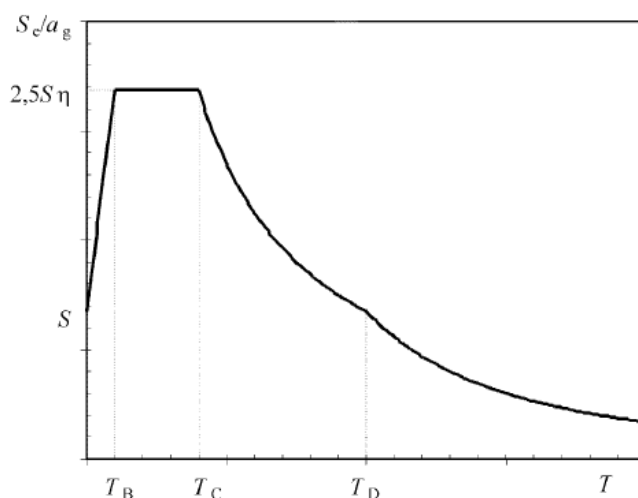


Fig. 2.11. – Forma do espectro elástico de resposta segundo o Eurocódigo 8.

Sendo:

$S_e(T)$ a aceleração espectral em regime elástico;

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

a_g a aceleração de projecto em solo do Tipo A;

T_B o período limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C o período limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D o valor do período que define o início do ramo de deslocamentos constantes do espectro;

S o factor de solo;

η o factor de correcção do amortecimento, sendo unitário para $\xi = 5\%$.

A forma do espectro depende das características do solo. Neste contexto as grandezas S , T_B , T_C e T_D são tabeladas em função do tipo de terreno característico do local de implantação da estrutura. Os solos estão divididos em 5 categorias, de A a E. O espectro elástico é posteriormente reduzido, através do coeficiente de comportamento, passando a denominar-se espectro de dimensionamento ou de projecto.

Para sistemas que cumpram os critérios de regularidade preconizados na norma, ou seja, estruturas cuja resposta seja governada pelo primeiro modo de vibração, a força de corte basal (F_b), isto é, a acção lateral que a estrutura deverá resistir, pode ser calculada facilmente através da Eq. (2.3.):

$$F_b = S_d(T) \cdot M \quad (2.3.)$$

Em que:

F_b é a força de corte basal ao nível da fundação;

$S_d(T)$ é a aceleração espectral de projecto, igual ao quociente entre $S_e(T)$ e q ;

T é o período fundamental da estrutura;

M é a massa total da estrutura.

Os efeitos da acção sísmica de projecto devem ser avaliados tendo em consideração a presença de massas associadas às cargas gravíticas segundo a seguinte combinação de acções (Eq. (2.4.)):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.4.)$$

Em que:

$\psi_{E,i}$ representa o coeficiente de combinação para a acção variável i .

No que concerne ao cálculo dos deslocamentos da estrutura, estes poderão ser calculados genericamente com recurso à Eq. (2.5.):

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (2.5.)$$

Em que:

d_s representa o deslocamento de um dado ponto da estrutura provocado pela acção sísmica de projecto;

q_d representa o coeficiente de comportamento de deslocamentos;

d_e representa o deslocamento do mesmo ponto da estrutura determinado através de uma análise linear elástica baseada na força de corte basal de projecto.

2.4.2.3. Coeficiente de Comportamento e Classes de Ductilidade

O Eurocódigo 8 admite que as estruturas têm capacidade para resistir à acção sísmica em campo não linear, permitindo que em projecto estas possam ser dimensionadas para forças sísmicas inferiores às correspondentes a uma resposta linear elástica. Para evitar análises não lineares em projecto, a capacidade da estrutura em termos de dissipação de energia é tida em conta através de uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao espectro elástico. Essa redução é feita através do coeficiente de comportamento q .

Segundo o Eurocódigo 8, o coeficiente de comportamento, q , representa a ductilidade global da estrutura e permite relacionar as forças que a estrutura experimentaria se a resposta fosse elástica e as forças que poderão ser consideradas em projecto numa análise convencional elástica. O regulamento define a gama de valores de q passíveis de serem utilizados em função do material, do sistema estrutural utilizado e da regularidade em altura. Estes factores estão directamente relacionados com a capacidade de redistribuição e de deformação da estrutura.

No Eurocódigo 8 o coeficiente de comportamento é expresso da seguinte forma:

$$q = q_0 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (2.6.)$$

Sendo:

q_0 o valor base do factor de comportamento;

α_1 o valor pelo qual a acção sísmica horizontal de projecto deverá ser multiplicada de modo a que se atinja a resistência à flexão de qualquer elemento da estrutura, enquanto todas as outras acções de projecto se mantêm constantes;

α_u o valor pelo qual a acção sísmica horizontal de projecto deverá ser multiplicada de modo a que se formem rótulas plásticas num número de secções suficiente para que a estrutura instabilize, enquanto todas as outras acções de projecto se mantêm constantes. Os factores α_1 e α_u podem ser obtidos a partir de uma análise estática não-linear.

Traçando um paralelismo entre estes parâmetros e os apresentados na Fig. 2.9, q_0 reflecte o nível de ductilidade espectável para o tipo de sistema estrutural escolhido e corresponde portanto ao quociente V_{el}/V_y . Por seu turno α_u/α_1 representa a capacidade de redistribuição de esforços da estrutura após a formação da primeira rótula plástica (V_y/V_{1y}).

O valor limite do coeficiente de comportamento a usar depende não só do material e do sistema estrutural seleccionado mas também da classe de ductilidade da estrutura. O regulamento prevê a possibilidade de se projectar as estruturas para três classes de ductilidade: baixa ductilidade (DCL), média ductilidade (DCM) e alta ductilidade (DCH). Em função da escolha do projectista o regulamento indica o valor máximo de coeficiente de comportamento que pode ser usado e exige o cumprimento de um conjunto de disposições construtivas. Quanto maior for o nível de ductilidade escolhido maior terá de ser a capacidade de deformação da estrutura em regime não-linear, e consequentemente maior é exigência da norma ao nível das disposições construtivas a cumprir. Se a opção do projectista recair sobre a classe DCH (Ductility Class High), por exemplo, a norma permite que se use o valor máximo previsto para q , obrigando por outro lado ao cumprimento de um conjunto de disposições construtivas mais exigente por forma a garantir o nível de ductilidade associado a esse mesmo valor de coeficiente de comportamento.

Na Tabela 2.3 apresentam-se os valores de coeficiente de comportamento prescritos pelo Eurocódigo 8 para estruturas porticadas de betão armado, para as diferentes classes de ductilidade. O regulamento não apresenta explicitamente o valor máximo para a classe DCL em estruturas de betão armado no entanto estabelece que o coeficiente de comportamento deverá ser igual ou superior a 1,5.

Tabela 2.3. – Coeficientes de comportamento para estruturas porticadas de betão armado segundo o Eurocódigo 8.

Sistema Estrutural	DCL	DCM	DCH
Sistema porticado	1.5	$3.0\alpha_u/\alpha_1$	$4.5\alpha_u/\alpha_1$

No que concerne ao quociente α_u/α_1 , para as situações em que este não é calculado de forma explícita, através de uma análise *pushover* por exemplo, o regulamento propõe valores em função do número de pisos e do número de tramos por piso, ou seja características que influenciam directamente a capacidade de redistribuição de esforços da estrutura. O valor máximo permitido pelo regulamento é de 1,5.

Nas estruturas metálicas a filosofia é idêntica. As três classes de ductilidade enquadram-se em dois conceitos comportamentais:

- a) Comportamento estrutural pouco dissipativo, associado à classe DCL.
- b) Comportamento estrutural dissipativo, associado às classes DCM e DCH.

Os coeficientes de comportamento propostos pelo Eurocódigo 8 para pórticos com contraventamento concêntrico são apresentados na Tabela 2.4:

Tabela 2.4. - Coeficientes de comportamento para pórticos com contraventamento concêntrico segundo o Eurocódigo 8.

Sistema Estrutural	DCL	DCM	DCH
Pórtico com contraventamento concêntrico	1.5	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

Relativamente ao coeficiente de sobre-resistência α_u/α_1 , o regulamento propõe o valor de 1 se os elementos do contraventamento forem os únicos elementos dissipativos e 1,2 no caso de a resistência do pórtico poder ser mobilizada.

2.4.2.4. Principais disposições construtivas – Betão Armado

O Eurocódigo 8 propõe que as zonas de dissipação de energia se localizem essencialmente nas vigas de modo a evitar a formação de mecanismos de rotura frágeis do tipo *soft-storey*. Neste contexto, para edifícios de dois ou mais pisos, o princípio “pilar forte-viga fraca” deverá ser aplicado. De acordo com o regulamento Europeu o somatório dos momentos resistentes dos pilares a concorrer num nó deverá ser 30% superior ao somatório dos momentos resistentes das vigas concorrentes nesse mesmo nó. Deste modo o regulamento procura garantir que a formação de rótulas plásticas ocorra nas extremidades das vigas e não nas extremidades dos pilares.

Um outro aspecto chave do regulamento é o modo como é calculado o esforço transversal. O valor de dimensionamento deverá ser aquele que resulta de um equilíbrio entre o momento resistente nas extremidades do elemento e a carga transversal na combinação sísmica.

O dimensionamento baseado em coeficientes de comportamento exige que a estrutura tenha um nível de ductilidade consonante com o coeficiente adoptado. Para que a ductilidade global esteja assegurada torna-se necessário garantir a ductilidade local das secções onde irão formar-se as rótulas plásticas. Desta forma o regulamento estabelece uma relação entre a ductilidade em curvatura, μ_ϕ , exigida ao nível de cada secção e o coeficiente de comportamento, q_0 , adoptado no dimensionamento:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_C \quad (2.7.)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C \quad (2.8.)$$

O projectista deverá assim respeitar uma série de condicionantes geométricas e de disposições construtivas, ao nível das armaduras longitudinais e transversais, de forma a garantir o nível de ductilidade seccional exigido. Na Eq. (2.9.) apresenta-se a título exemplificativo a expressão que estipula a percentagem máxima de armadura de tracção numa secção:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi} \cdot \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d} \cdot f_{yd}} \quad (2.9.)$$

Em que:

$\rho_{m\acute{a}x}$ representa a percentagem máxíma de armadura de tracção numa secção;

ρ' representa a percentagem de armadura de compressão numa secção;

f_{cd} representa a tensão de cedência do betão;

f_{yd} representa a tensão de cedência no aço.

2.4.2.5. Principais disposições construtivas – Aço

As estruturas porticadas contraventadas devem ser dimensionadas de forma a que os únicos elementos a plastificarem no sistema sejam os elementos de contraventamento. De acordo com o Eurocódigo 8, o contraventamento deverá ser dimensionado apenas para resistir às acções laterais, devendo apenas considerar-se a contribuição da diagonal traccionada. A consideração de ambas as diagonais só é permitida em situações específicas, nomeadamente quando o dimensionamento é feito com base numa análise não-linear.

O Eurocódigo 8 é bastante exigente relativamente aos níveis de esbelteza passíveis de serem usados no sistema de contraventamento. Para estruturas com mais de dois pisos a esbelteza adimensional $\bar{\lambda}$ deverá ser limitada a: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$. Com esta limitação o regulamento pretende assegurar por um lado que a diagonal comprimida não seja demasiado robusta ao ponto de sobrecarregar demasiadamente os pilares, e por outro garantir que as diagonais não encurvam sem que haja dissipação de energia em regime não-linear.

De modo a garantir um comportamento dissipativo homogéneo em toda a estrutura, a sobre-resistência máxíma $\Omega_{m\acute{a}x}$ dos perfis do contraventamento em toda estrutura não deverá diferir em mais de 25%. O coeficiente de sobre-resistência é definido da seguinte forma:

$$\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} \quad (2.10.)$$

Em que:

$N_{pl,Rd,i}$ representa a resistência de projecto do perfil i .

$N_{Ed,i}$ representa o valor de esforço axial correspondente à acção sísmica no perfil i .

De referir por último que as diagonais do contraventamento deverão ser posicionadas de forma a que a estrutura exiba um comportamento simétrico.

Dada a ausência de regulamentação específica para a aplicação de sistemas de contraventamento metálico em estruturas porticadas de betão armado, as disposições construtivas acima mencionadas, nomeadamente as relativas a sistemas de contraventamento em estruturas metálicas, serão tomadas como referência e ponto de partida no estudo que será apresentado nos capítulos seguintes.

ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO

3.1. INTRODUÇÃO

A ausência de regulamentação para o dimensionamento de sistemas híbridos aço-betão explica-se pela escassez de conhecimento relativo ao modo como os dois sistemas estruturais interagem. Para que seja possível promover a adição de elementos metálicos como um sistema válido de contraventamento de estruturas porticadas de betão armado, e para poder incluir esta variante estrutural nos regulamentos de dimensionamento sísmico é necessário compreender o comportamento orgânico deste tipo de solução. Neste contexto torna-se indispensável avaliar o desempenho estrutural deste tipo de alternativa em regime não-linear. Esta necessidade torna-se ainda mais proeminente quando o dimensionamento sísmico corrente, apesar de ser efectuado com base em análises elásticas, tira partido da ductilidade estrutural através da consideração de factores de comportamento.

Neste capítulo discute-se sumariamente qual o objectivo da utilização da análise não-linear, quais os tipos de análise não-linear que podem ser utilizados e também de que formas a não-linearidade pode ser modelada. Posteriormente é descrita a metodologia de avaliação do desempenho estrutural escolhida para este trabalho.

3.2. ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS PORTICADAS

A análise não-linear permite ter em consideração a redistribuição plástica de esforços que se verifica em estruturas hiperstáticas quando o limite elástico é atingido numa ou mais secções. Com este tipo de análise é possível conhecer o mecanismo de colapso da estrutura e perceber o seu comportamento na proximidade da rotura. Este tipo de procedimento é fundamental para se poder avaliar os níveis de ductilidade disponíveis, informação indispensável para que se possa no futuro discutir, por exemplo, se é legítimo utilizar coeficientes de comportamento em soluções híbridas e, em caso afirmativo, definir qual o domínio de valores passíveis de serem utilizados.

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

3.2.1. TIPOS DE ANÁLISE NÃO-LINEAR

3.2.1.1. Análise Estática Não-Linear – Pushover

A análise *pushover* consiste em aplicar a uma estrutura um carregamento monotónico crescente de um padrão de carga lateral predefinido que pretende simular as forças de inércia que a estrutura observaria durante um evento sísmico. O resultado é a obtenção de uma curva de comportamento que relaciona o multiplicador de carga λ com o deslocamento Δ de um dado nó de controlo da estrutura. (Fig. 3.1)

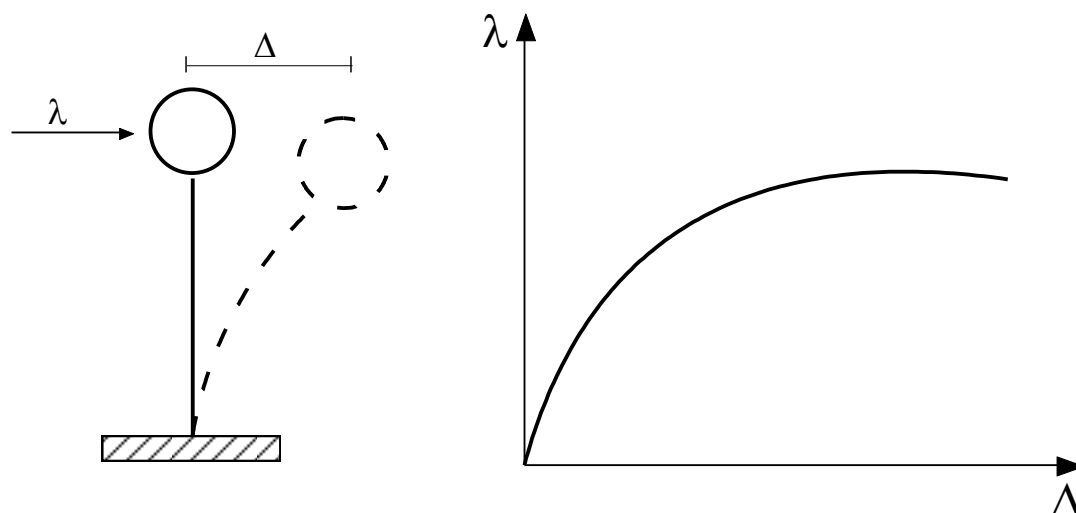


Fig. 3.1. - Curva conceptual de uma análise pushover.

A análise *pushover* fornece um conjunto de informações extremamente útil sobre a resistência, rigidez e ductilidade global da estrutura. A metodologia é bastante eficiente quando aplicada a estruturas cuja resposta dinâmica é controlada essencialmente pelo primeiro modo de vibração [15].

A curva de comportamento resultante da análise permite comparar a capacidade das estruturas analisadas, em termos de resistência última e ductilidade, com a capacidade exigida por um determinado cenário sísmico.

Enumeram-se em seguida, de forma sintética, os principais objectivos de uma análise *pushover* [17]:

- Avaliar a capacidade resistente da estrutura assim como os níveis de sobre-resistência;
- Identificar os elementos frágeis da estrutura;
- Avaliar a consequência da perda de resistência de um determinado elemento no comportamento global da estrutura;
- Detectar quais os elementos que deverão ter capacidade de deformação tendo em vista a dissipação de energia;
- Permitir avaliar se a ductilidade disponível é compatível com o nível de ductilidade exigido pela acção sísmica.

Apesar de ser um instrumento correntemente utilizado na área da análise sísmica e cujo potencial está unanimemente comprovado, baseia-se num carregamento estático, o que impossibilita que um fenómeno dinâmico seja reproduzido com toda a complexidade que lhe está associada. As suas principais limitações prendem-se com a não consideração da influência dos modos de vibração mais elevados bem como o facto de não ter em consideração as alterações na resposta dinâmica da estrutura

resultantes da degradação da rigidez da mesma provocada pela acção sísmica [22]. Nos últimos anos tem havido desenvolvimentos importantes neste domínio e têm surgido propostas de análises *pushovers* mais avançadas, que contemplam a utilização de padrões de carga e/ou deslocamentos adaptativos.

3.2.1.2. Análise Dinâmica Não-Linear

Este tipo de análise consiste genericamente em sujeitar a estrutura a uma história de acelerações fazendo-se o registo de diversos parâmetros de resposta, sendo o formato dos resultados semelhante ao obtido numa análise *pushover*. Este tipo de análise permite conhecer a histerese da estrutura, global e localmente, assim como ter em consideração a influência dos modos de vibração mais altos. Apesar das aparentes vantagens face à análise estática não-linear o nível de complexidade e a elevada exigência ao nível de recursos fazem com que o uso desta metodologia só se justifique em determinados contextos [21].

3.2.2. TIPO DE ANÁLISE SELECIONADA

A análise estrutural que será efectuada neste trabalho será realizada em pórticos relativamente simples, de um e três pisos, com um único vão, em que a resposta dinâmica é claramente dominada pelo primeiro modo de vibração. Neste contexto, tendo em consideração o domínio de aplicação dos tipos de análise descritos nos parágrafos anteriores, as suas potencialidades e limitações, face às características dos modelos, optou-se por fazer avaliação dos mesmos com recurso a análises estáticas não-lineares do tipo *pushover*.

3.2.3. TIPOS DE MODELOS PARA REPRESENTAÇÃO DA RESPOSTA NÃO-LINEAR

A modelação da resposta não-linear pode ser efectuada recorrendo a modelos de rótulas plásticas, isto é, através da definição de zonas de plasticidade concentrada nos pontos críticos do elemento modelado (usualmente elementos viga-pilar) ou alternativamente, através de modelos de fibras. No primeiro caso a definição das zonas de plastificação é um *input* do projectista, o que pressupõe um conhecimento prévio do comportamento estrutural. No segundo, caso o aparecimento das rótulas plásticas surge como consequência da análise, uma vez que a plasticidade dos materiais é distribuída ao longo do elemento assim como transversalmente ao nível da secção.

Dada a ausência de conhecimento sólido relativo à contribuição de cada um dos sistemas estruturais, contraventamento metálico e pórtico de betão armado, para a resistência global da estrutura, bem como relativamente às zonas críticas e ao próprio mecanismo de colapso, optou-se neste trabalho por se recorrer a uma modelação em fibras.

O programa de análise seleccionado para cumprir esta tarefa foi o OpenSees [23]. Este programa visa o desenvolvimento de aplicações que permitam a simulação do comportamento de sistemas estruturais sujeitos à acção sísmica. O programa encontra-se em constante desenvolvimento, conhecendo criteriosas actualizações ao longo do tempo de forma a acompanhar os avanços científicos na área em que se insere. Desenvolvido na Universidade de Berkeley na Califórnia, o programa é patrocinado pelo PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) e pelo NEES (Network for Earthquake Engineering Simulation).

3.3.METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO

A avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura pode ser efectuada com base numa análise dinâmica não-linear através da qual é possível estimar as exigências de ductilidade locais e globais ao longo do tempo, ou alternativamente através de uma análise estática não-linear combinada com uma metodologia de previsão do nível de deformação máxima da estrutura durante a ocorrência de um evento sísmico. Dadas as características dos modelos analisados neste trabalho optou-se pela segunda das opções acima descritas. A metodologia de cálculo do deslocamento alvo adoptada foi a sugerida pelo Eurocódigo 8 [1]. O método é descrito com algum detalhe nos parágrafos seguintes.

3.3.1.CÁLCULO DO DESLOCAMENTO ALVO SEGUNDO O EC8

A estimativa do deslocamento máximo que a estrutura sofrerá durante a ocorrência de um dado sismo, também designado por deslocamento alvo pode ser feita através de um procedimento que envolve a utilização do espectro de resposta elástico do sismo assim como a curva de capacidade da estrutura obtida através de uma análise estática não-linear.

Este procedimento, que é proposto no Anexo B.1 do Eurocódigo 8 envolve um conjunto de fases, nomeadamente:

- Transformação de um sistema de múltiplos graus de liberdade num sistema de um grau de liberdade equivalente;
- Determinação da curva de capacidade idealizada;
- Cálculo do deslocamento alvo para o sistema de um grau de liberdade equivalente;
- Determinação do deslocamento alvo para o sistema original de múltiplos graus de liberdade.

3.3.1.1.Transformação num Sistema de 1 Grau de Liberdade Equivalente

O Eurocódigo 8 assume que as forças laterais que actuam ao nível dos pisos são proporcionais ao produto da massa do piso pelo seu respectivo deslocamento modal:

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad (3.1.)$$

Em que:

m_i representa a massa do piso i .

ϕ_i representa o deslocamento modal do piso i .

Os deslocamentos são normalizados de forma a que $\phi_n = 1$, onde n é o nó de controlo, geralmente um dos nós localizados no topo da estrutura.

A massa do sistema de 1 grau de liberdade equivalente é calculada através da seguinte expressão:

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (3.2.)$$

Por seu turno o factor de transformação é obtido da seguinte forma:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.3.)$$

Desta forma a força F^* e o deslocamento d^* de um sistema de 1 grau de liberdade equivalente ficam definidos como:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.4.)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.5.)$$

Onde F_b e d_n representam, respectivamente, o corte basal e o deslocamento do nó de controlo do sistema de múltiplos graus de liberdade.

O factor de conversão Γ é análogo ao factor C_0 presente na directiva Americana FEMA 356 [22].

3.3.1.2. Determinação da Curva de Capacidade Idealizada

A aplicação da metodologia de cálculo de deslocamentos preconizada pelo regulamento pressupõe a construção de uma curva idealizada elasto-plástica, que relacione o corte basal e deslocamento do nó de controlo, a partir da curva de capacidade obtida através de uma análise estática não-linear.

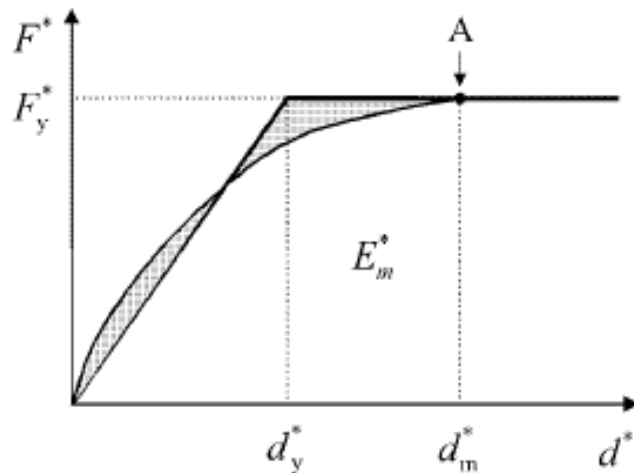


Fig. 3.2. – Determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica de acordo com o Eurocódigo 8.

A força de cedência F_y^* representa a resistência última do sistema idealizado, e corresponde ao valor do corte basal no momento da formação do mecanismo plástico (ponto A). A rigidez inicial do sistema idealizado deverá ser definida de forma a que as áreas acima e abaixo da curva de comportamento real, destacadas a sombreado na Fig. 3.2, sejam iguais.

Baseado nestes pressupostos, o deslocamento de cedência do sistema idealizado d_y^* é dado por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.6.)$$

Onde:

d_m^* representa o deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico.

E_m^* representa a energia de deformação até à formação do mecanismo plástico, sendo igual à área sob o gráfico até ao ponto A.

O período do sistema idealizado é calculado através da expressão (3.7.):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.7.)$$

3.3.1.3. Cálculo do Deslocamento Alvo para o Sistema de 1 Grau de Liberdade Equivalente

O valor do deslocamento alvo de uma estrutura d_t^* poderá ser considerado igual ao que se verificaria se a sua resposta fosse elástica linear d_{et}^* no caso de o seu período fundamental T^* ser superior a T_c (Fig. 3.3). Se pelo contrário T^* for inferior a T_c então o “princípio da igualdade dos deslocamentos” não se aplica e d_{et}^* deverá ser amplificado conforme se ilustra na Fig. 3.4.

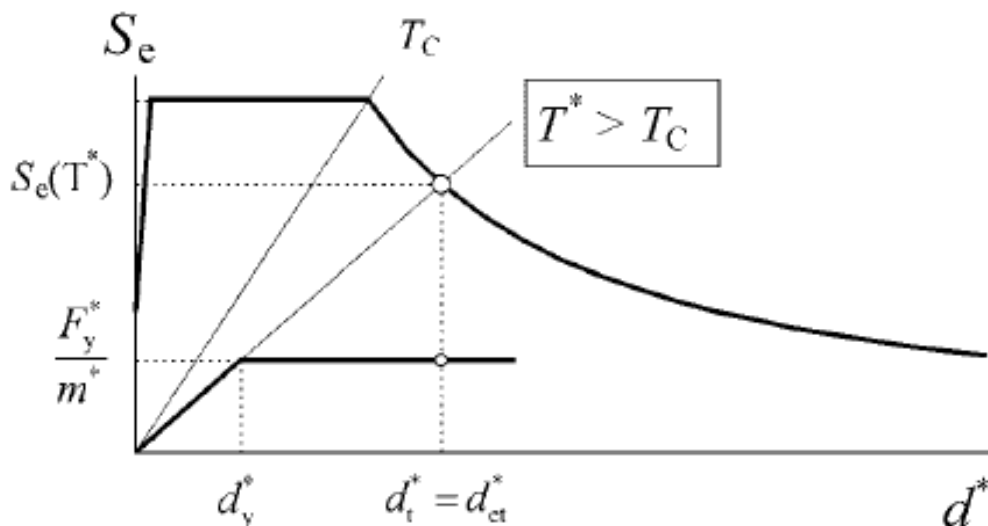


Fig. 3.3. - Deslocamento alvo para períodos de gama média-alta de acordo com o Eurocódigo 8.

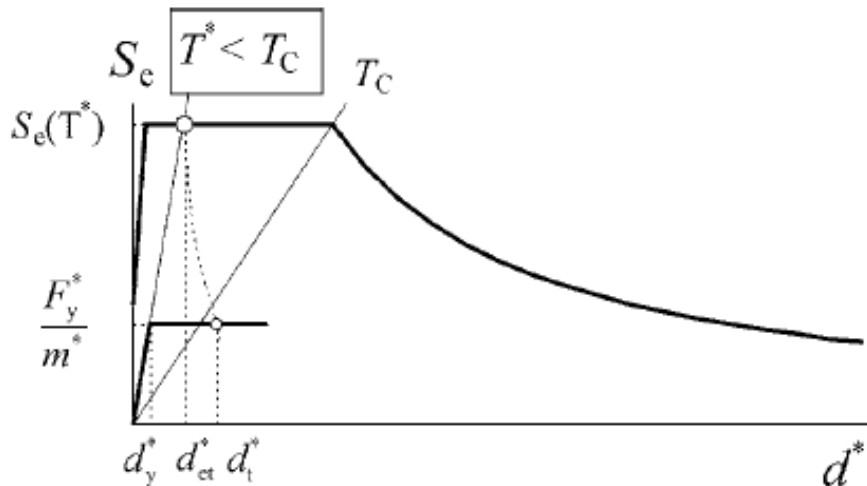


Fig. 3.4. - Deslocamento alvo para períodos curtos de acordo com o Eurocódigo 8.

O valor do deslocamento alvo de uma estrutura de período T^* e com comportamento linear elástico é dado pela seguinte expressão:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.8.)$$

O deslocamento alvo real do sistema equivalente deverá ser calculado com recurso às expressões que se seguem:

a) $T^* < T_C$ (gama de períodos baixa)

Se $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, isto é, se a resistência da estrutura for superior à acção sísmica de projecto, a resposta é elástica e então:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.9.)$$

Se $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ a resposta é não linear e então:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.10.)$$

Em que q_u é o quociente entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico linear $S_e(T^*)$ e a aceleração na estrutura real F_y^*/m^* :

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (3.11.)$$

b) $T^* \geq T_C$ (gama de períodos média-alta)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.12.)$$

A amplificação do deslocamento alvo descrita neste sub-capítulo é análoga à disposta na directiva FEMA 356 e que se materializa no cálculo do factor C_1 referido nesse documento.

3.3.1.4. Determinação do Deslocamento Alvo para Sistemas de Múltiplos Graus de Liberdade

O deslocamento alvo do sistema de múltiplos graus de liberdade é dado por:

$$d_i = \Gamma \cdot d_i^* \quad (3.13.)$$

Em que o deslocamento alvo d_i corresponde ao deslocamento lateral do nó de controlo.

3.3.1.5. Considerações Finais

O Eurocódigo 8 estabelece que a curva de comportamento obtida através da análise *pushover* seja determinada até um valor de deslocamento do nó de controlo de 150% do deslocamento alvo, o que implica que na prática a determinação da curva idealizada de resposta tenha de ser feita de modo iterativo.

Relativamente à distribuição de forças na análise estática não-linear o Eurocódigo 8 refere que deverão ser utilizadas pelo menos duas distribuições: uma distribuição uniforme, em que o valor da força é proporcional à massa e independente da altura do piso e outra em que as forças a aplicar ao nível dos pisos deverão ser proporcionais ao produto da massa pelo deslocamento modal. O uso de uma distribuição de forças triangular é também usual pelas suas semelhanças com o padrão de forças modal.

4

APRESENTAÇÃO E MODELAÇÃO DAS ESTRUTURAS ANALISADAS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os pórticos cuja análise constituiu a base de trabalho da presente investigação. Numa primeira fase será feita uma breve descrição dos modelos estudados, dos respectivos critérios de dimensionamento e dos níveis de carga considerados. Posteriormente será descrito o processo de modelação e exposta a metodologia de validação dos resultados obtidos.

4.2. PÓRTICOS DE 1 PISO

A estratégia inicial passou por avaliar o impacto da introdução de um sistema de contraventamento num pórtico de betão armado numa estrutura que fosse o mais elementar possível, procurando-se reduzir tanto quanto possível o número de variáveis em jogo. Neste contexto optou-se por iniciar o estudo com análise de pórticos de dimensões correntes, de um piso e com um único tramo.

4.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

O estudo materializou-se na análise de quatro pórticos de betão armado de um piso, com três metros de altura, e vão único com seis metros de comprimento, sendo a área de influência de vinte e quatro metros quadrados. Um dos pórticos de betão armado não tem qualquer tipo de reforço, funcionando assim como controlo, os restantes três mantêm as mesmas características em termos de secções de betão armado mas são reforçados com um sistema de contraventamento metálico concêntrico em X, composto por dois perfis tubulares ligados directamente aos nós do pórtico de betão armado. As diagonais de contraventamento são consideradas como articuladas nas extremidades, não havendo portanto transmissão de momentos entre o pórtico e o contraventamento. Os perfis foram dimensionados para três níveis de esbelteza adimensional distintos; 1.5, 2 e 2.5.

Na Fig. 4.1 é feita uma representação esquemática das estruturas descritas anteriormente:

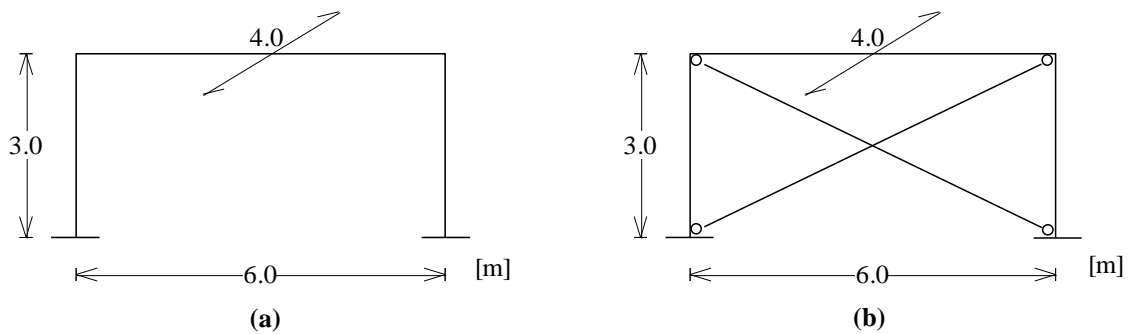


Fig. 4.1. – Pórticos de Betão Armado de 1 piso: (a) não contraventado (b) contraventado..

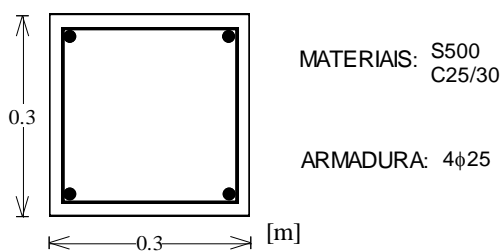
4.2.2.ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

O pórtico de betão armado foi dimensionado para acções gravíticas, seguindo o disposto nos regulamentos europeus de acções e de estruturas de betão armado, Eurocódigo 1 [24] e Eurocódigo 2 [25] respectivamente. Como acção permanente o valor usado foi de 9 kN/m^2 , contabilizando o peso próprio da laje e a parcela correspondente aos revestimentos. A acção variável considerada corresponde á classe C (museus, ginásios) e que se traduz numa carga de 5 kN/m^2 . Na Fig. 4.2 apresentam-se as acções de projecto consideradas, a classe dos materiais utilizados, e as secções resultantes de dimensionamento.

Acções de Projecto: $g_k = 9 \text{ kN/m}^2$

$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

Pilares:



Vigas:

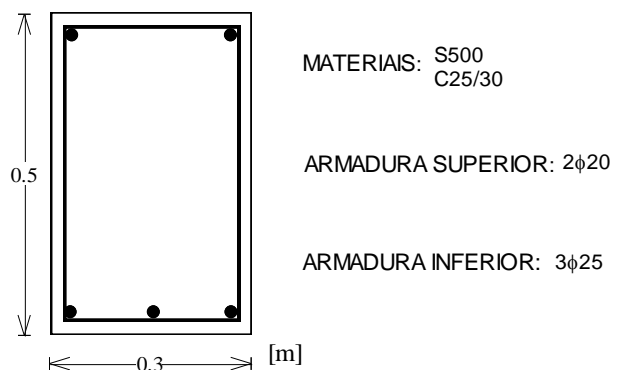


Fig. 4.2. – Secções de betão armado adoptadas para as vigas e pilares.

4.2.3.ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO

No que concerne aos sistemas de contraventamento em estruturas metálicas, os limites de esbelteza impostos pelo Eurocódigo 8 [1] para o caso de estruturas metálicas foram tomados como referência. A norma, conforme foi referido no Capítulo 2, obriga a que o valor da esbelteza adimensional dos perfis respeite o intervalo de valores entre 1,3 e 2.

Na grande maioria dos trabalhos desenvolvidos nesta área, os perfis de contraventamento são dimensionados para um determinado nível de partilha da força sísmica de dimensionamento. No estudo conduzido por Maheri e Akbari [15] por exemplo, foram analisados pórticos de betão armado ,contraventados com o mesmo tipo de sistema investigado neste trabalho, em que os perfis metálicos foram dimensionados para níveis de partilha de 50%, 75% e 100%. Este tipo de abordagem poderá traduzir-se em grandes danos na estrutura de B.A., dado que em zonas de sismicidade elevada, a opção por níveis de partilha elevados da força sísmica de projecto pode traduzir-se na adopção de perfis demasiado robustos, o que se pode originar um aumento do nível de esforço axial considerável, nomeadamente nos pilares.

Entendeu-se neste trabalho que o princípio de limitação da esbelteza dos perfis metálicos do contraventamento, presente no Eurocódigo8, deveria ser mantido tanto quanto possível por forma a salvaguardar a integridade estrutural do betão armado. Por este motivo, e também porque se pretende que o estudo se enquadre tanto quanto possível dentro da filosofia da norma europeia, optou-se por usar o nível de esbelteza adimensional como critério de dimensionamento.

Tal como já foi referido anteriormente foram dimensionados três sistemas de contraventamento, com diferentes níveis de esbelteza adimensional; 1.5, 2 e 2.5, valores estes próximos dos preconizados pelo Eurocódigo 8. Na Fig. 4.3 apresentam-se as secções dos perfis adoptados assim como a classe de aço adoptada.

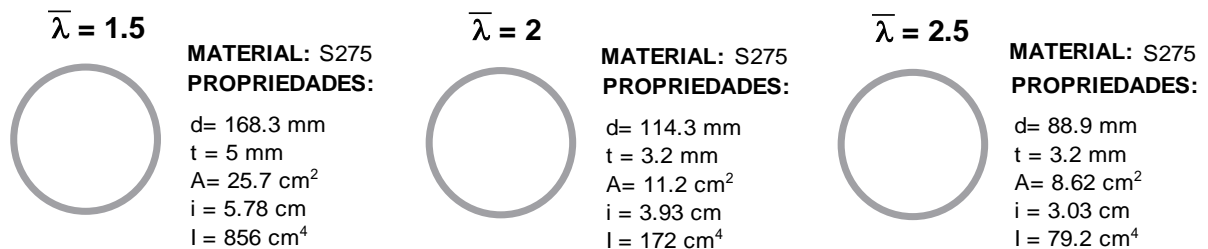


Fig. 4.3. – Secção transversal dos perfis de contraventamento.

4.3. PÓRTICOS DE 3 PISOS

4.3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Os pórticos de três pisos possuem um único tramo, mantendo-se as dimensões do vão e da altura do piso utilizadas nos pórticos de um piso. Serão analisados quatro modelos, um com o betão armado como único sistema estrutural e os restantes serão reforçados com um sistema de contraventamento metálico. Os sistemas de contraventamento presentes são idênticos aos utilizados nos pórticos de um piso, sendo que as secções dos perfis não variam em função da altura.

Parâmetros como a distribuição espacial das diagonais de contraventamento, bem como a distribuição da quantidade de aço em altura influenciam certamente a resposta da estrutura [5], nomeadamente a sua capacidade de deformação. Apesar disso, entendeu-se que o nível de conhecimento neste tipo de solução estrutural justifica que se comece por solidificar conhecimento em estruturas com grau de complexidade reduzido, em que o número de variáveis em jogo é menor, mas cuja análise permitirá obter um conjunto de informações importantes, certamente fundamental no desenvolvimento de estudos futuros nesta área.

A representação esquemática dos pórticos de 3 pisos é apresentada na Fig. 4.4.

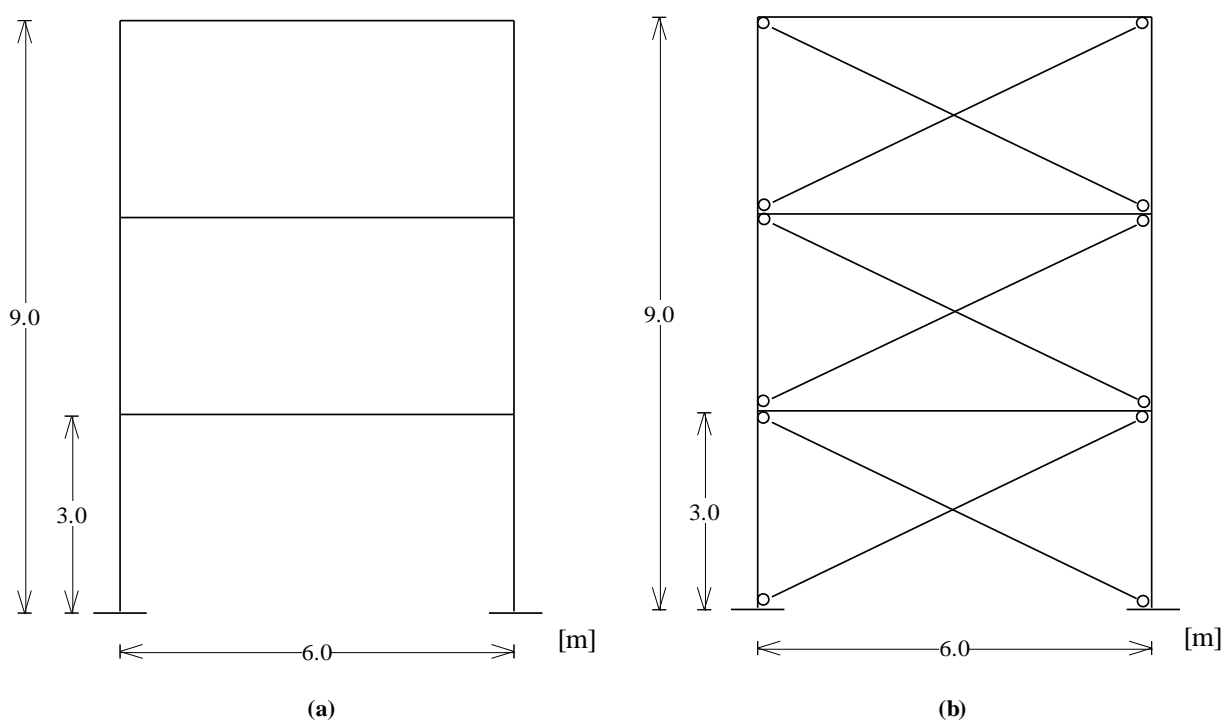


Fig. 4.4. – Pórticos de Betão Armado de 3 pisos: (a) não contraventado (b) contraventado.

4.3.2.ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Os critérios de dimensionamento foram os mesmos utilizados para o dimensionamento dos pórticos de 1 piso já citados em 4.2.2. As acções de dimensionamento foram também as mesmas, não só nos pisos intermédios mas também no piso de cobertura. A secção transversal dos elementos é apresentada na Fig. 4.5.

Acções de Projecto: $g_k = 9 \text{ kN/m}^2$

$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

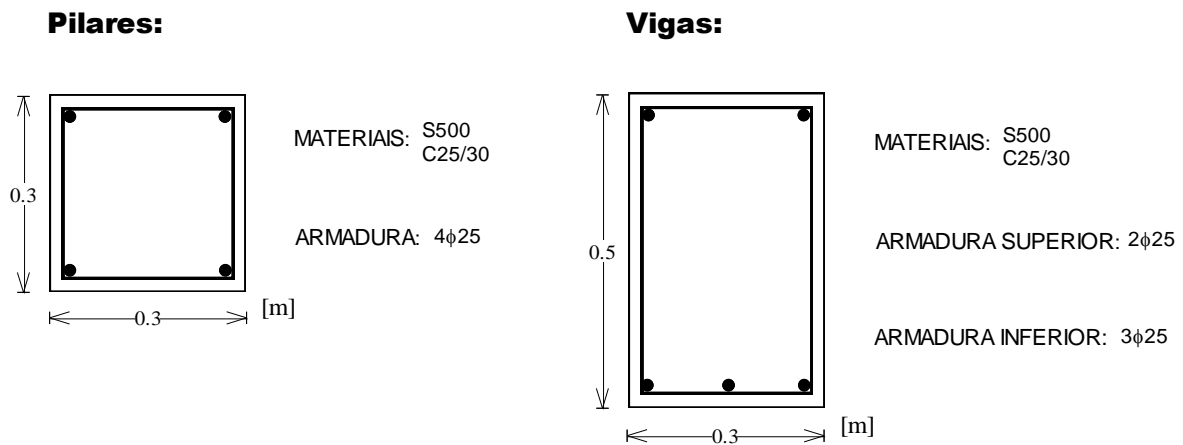


Fig. 4.5. - Secções dos elementos de betão armado.

4.3.3.ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO

No que diz respeito aos sistemas de contraventamento estes mantêm exactamente as mesmas características dos utilizados para os pórticos de um piso. As características das secções transversais dos perfis são apresentadas na Fig. 4.3.

4.4.RESUMO DAS SOLUÇÕES

Na Tabela 4.1 e Tabela 4.2 apresenta-se um quadro resumo com a identificação dos modelos e as secções adoptadas para os vários elementos estruturais.

Tabela 4.1. – Pórticos de 1 Piso.

Modelo	ID	Pilares		Viga		Contraventamento
		secção	armadura	secção	armadura	
Pórtico betão armado não contraventado	PBA1	0.3x0.3 m ²	4Φ25	0.3x0.5	2Φ20+3Φ25	-
Pórtico betão armado contraventado - $\bar{\lambda} = 2.5$	PC1-2.5	0.3x0.3 m ²	4Φ25	0.3x0.5	2Φ20+3Φ25	d=88.9mm ; t=3.2mm
Pórtico betão armado contraventado - $\bar{\lambda} = 2$	PC1-2	0.3x0.3 m ²	4Φ25	0.3x0.5	2Φ20+3Φ25	d=114.3mm ; t=3.2mm
Pórtico betão armado contraventado - $\bar{\lambda} = 1.5$	PC1-1.5	0.3x0.3 m ²	4Φ25	0.3x0.5	2Φ20+3Φ25	d=168.3mm ; t=5mm

Tabela 4.2. – Pórticos de 3 Pisos.

Modelo	ID	Pilares		Vigas		Contraventamento
		secção	armadura	secção	armadura	
Pórtico betão armado não contraventado	PBA3	0.3x0.3 m ²	4Φ25	0.3x0.5	2Φ25+3Φ25	-
Pórtico betão armado contraventado - $\bar{\lambda} = 2.5$	PC3-2.5	0.3x0.3 m ²	4Φ25	0.3x0.5	2Φ25+3Φ25	d=88.9mm ; t=3.2mm
Pórtico betão armado contraventado - $\bar{\lambda} = 2$	PC3-2	0.3x0.3 m ²	4Φ25	0.3x0.5	2Φ25+3Φ25	d=114.3mm ; t=3.2mm
Pórtico betão armado contraventado - $\bar{\lambda} = 1.5$	PC3-1.5	0.3x0.3 m ²	4Φ25	0.3x0.5	2Φ25+3Φ25	d=168.3mm ; t=5mm

4.5. MODELAÇÃO DOS PÓRTICOS

Os pórticos de betão armado e os sistemas de contraventamento metálico foram modelados com elementos de barra de dois nós (formulação em forças) com 7 pontos de integração distribuídos ao longo do elemento. Este factor combinado com a discretização da secção transversal em fibras permitiu ter em consideração a plasticidade distribuída quer ao nível seccional quer ao longo do elemento.

Na Fig. 4.6 apresenta-se a representação esquemática da discretização em elementos finitos feita nos pórticos analisados.

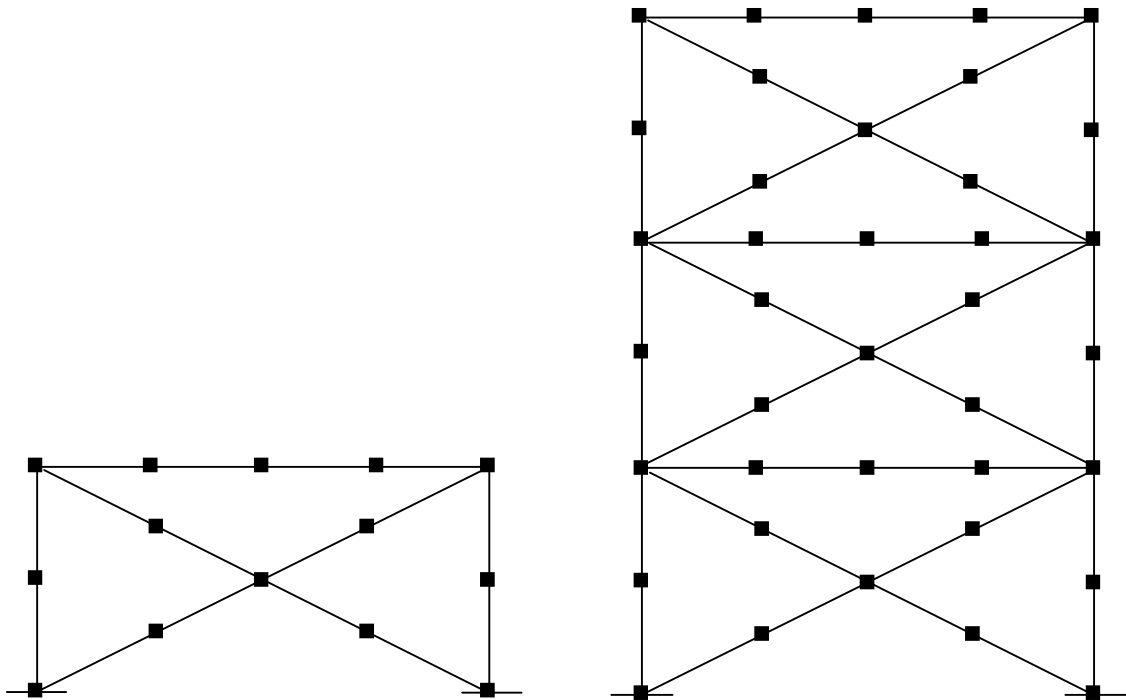


Fig. 4.6. – Discretização dos modelos numéricos.

Tabela 4.3. – Número de elementos finitos por elemento estrutural.

Elemento	Nº de elementos finitos
Pilares	2
Vigas	4
Perfis contraventamento	4

4.5.1. MODELOS DOS MATERIAIS

4.5.1.1. Betão

A curva de comportamento do betão adoptada segue o modelo uniaxial de Kent-Scott-Park[26], e despreza a resistência do material à tracção. A lei de comportamento do material, assim como os valores adoptados para os diversos parâmetros são apresentados na Fig. 4.7 e na Tabela 4.4.

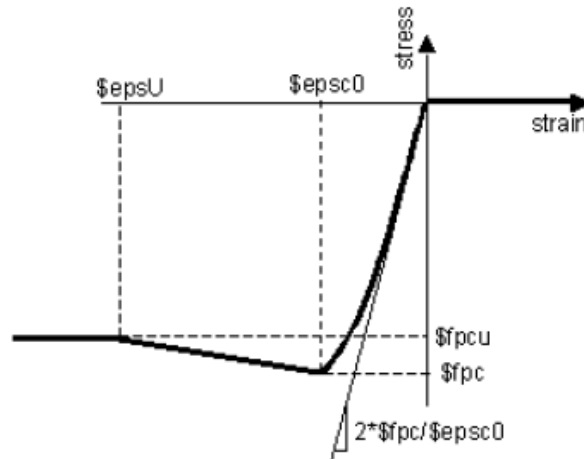


Fig. 4.7. – Modelo constitutivo adoptado para o betão.

Tabela 4.4. – Parâmetros da lei de comportamento do betão.

fpc	epsc0	fpcu	epsu
-25 MPa	-0.002	-20 MPa	-0.006

4.5.1.2. Aço

O aço das armaduras do betão armado e dos perfis metálicos do contraventamento foi modelado com uma lei de comportamento bilinear com endurecimento. A representação esquemática da curva de comportamento adoptada é apresentada na Fig. 4.8. Os valores dos parâmetros adoptados são apresentados na Tabela 4.5 e na Tabela 4.6.

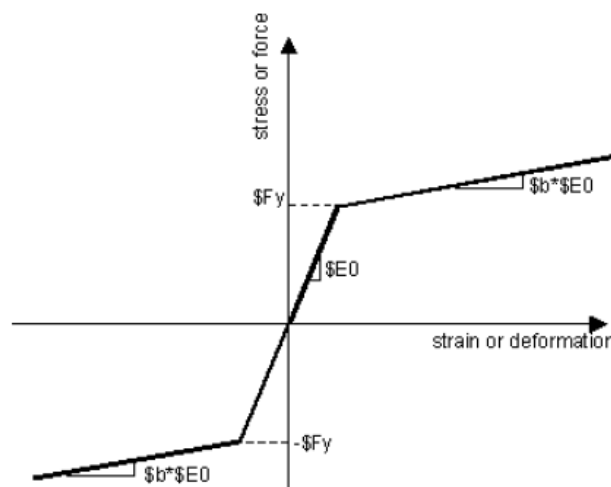


Fig. 4.8. – Modelo constitutivo adoptado para o aço.

Tabela 4.5. – Parâmetros do aço das armaduras.

Fy	E0	b
500 MPa	200 GPa	0.005

Tabela 4.6. – Parâmetros do aço dos perfis metálicos do contraventamento.

Fy	E0	b
275 MPa	200 GPa	0.005

4.5.2. MODELAÇÃO DA LIGAÇÃO CONTRAVENTAMENTO-PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

A modelação da ligação dos perfis metálicos ao pórtico de betão armado foi feita com recurso a elementos do tipo “*zero-length*”, em que os nós do elemento têm as mesmas coordenadas. O elemento é infinitamente rígido nos graus de liberdade de translação seguindo uma lei linear elástica na rotação.

4.5.3. VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS

A validação dos resultados obtidos com recurso ao programa OpenSees foi efectuada utilizando os próprios modelos que serão analisados neste trabalho. A simplicidade das estruturas permitiu que alguns dos parâmetros de resposta fossem confrontados com o resultado teórico obtido através de cálculo analítico.

4.5.3.1. Pórtico de Betão Armado

Com o objectivo de validar os resultados do cálculo não-linear analisou-se o pórtico PBA1 no OpenSees [23] e comparou-se o valor de resistência última resultante de uma análise pushover, em que se ignorou a presença de cargas verticais e o parâmetro de endurecimento do aço, com o valor de carga de colapso obtido através da aplicação de um método de análise plástica baseado no Princípio dos Trabalhos Virtuais (Fig. 4.9). Os valores são apresentados na Tabela 4.7.



Fig. 4.9. – Aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais.

Tabela 4.7. – Valores de resistência teóricos.

λ teórico	M_{Rd} teórico
166.4 kN	124.8 kN.m

Na Fig. 4.10 apresenta-se a curva de capacidade do pórtico de betão armado (PBA1) assim como a variação do momento flector na base do pilar da direita em função do deslocamento lateral do piso. Os valores da carga última e do momento plástico da secção analisada estão registados na Tabela 4.8.

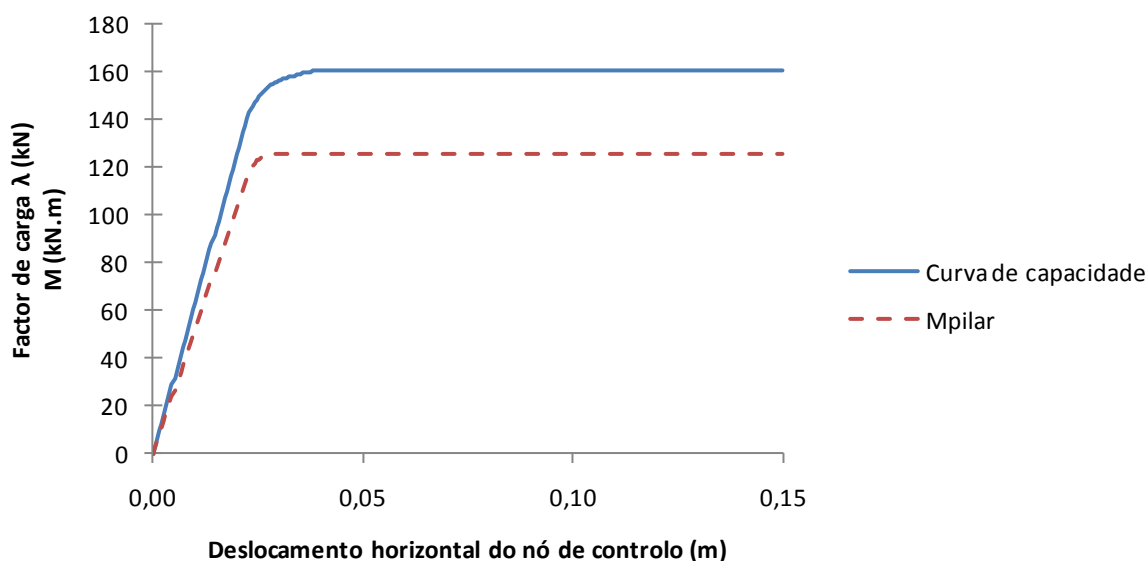


Fig. 4.10. – Resultados da análise pushover feita no OpenSees.

Tabela 4.8. – Comparação dos resultados do OpenSees com os valores analíticos.

λ	Diferença	M_{pl}	Diferença
160.6 kN	3%	125.7 kN.m	1%

Os valores obtidos no OpenSees são muito próximos do valor teórico confirmando assim a validade do modelo numérico.

4.5.3.2. Sistema de Contraventamento

Para validar a modelação do sistema de contraventamento utilizou-se o pórtico contraventado PC1-2, tendo a estratégia consistido em comparar a variação do esforço axial nas diagonais metálicas com os valores teóricos de instabilização e plastificação (Tabela 4.9).

Tabela 4.9. – Capacidade teórica dos perfis do contraventamento.

N_{crit}	N_{pl}
75.4 kN	308 kN

Na Fig. 4.11 representa-se a variação do esforço axial na diagonal traccionada e comprimida em função do deslocamento do nó de controlo da estrutura (nó localizado no topo da estrutura), sendo possível identificar os instantes correspondentes à instabilização do perfil comprimido e à plastificação do perfil traccionado.

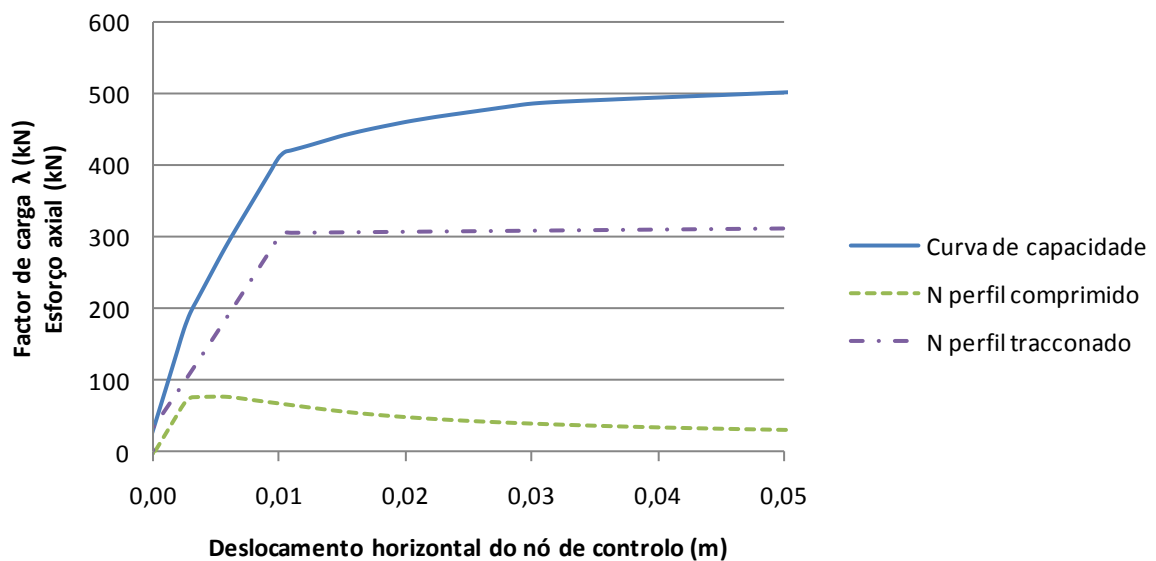


Fig. 4.11. – Variação de esforço axial no sistema de contraventamento.

Tabela 4.10. – Resultados no OpenSees.

N_{inst}	Diferença	N_{pl}	Diferença
78.3 kN	4%	306.4	1%

Os resultados fornecidos pelo OpenSees são bastante próximos dos valores analíticos, confirmando-se assim a validade do modelo numérico. Para além desta comparação efectuou-se outro controlo adicional que consistiu em verificar se existia transmissão de momento do pórtico para os perfis, uma vez que se pretende que a ligação seja articulada. Constatou-se que o valor de momento na extremidade dos perfis é residual, tal como pretendido.

4.6. CRITÉRIOS DE CEDÊNCIA E ROTURA

A avaliação do desempenho de uma estrutura, nomeadamente da sua capacidade resistente e de deformabilidade, exige a definição de parâmetros de resposta e dano, nomeadamente os critérios de cedência e de rotura. Neste sub-capítulo são expostas a opções tomadas neste âmbito.

4.6.1. CRITÉRIO DE CEDÊNCIA

A definição do instante de plastificação das secções de betão armado foi feita com base na análise da relação momento-curvatura obtida através do OpenSees. Na Fig. 4.12 apresenta-se um exemplo feito tendo em vista a determinação do instante correspondente ao início da plastificação de uma secção. No eixo das ordenadas está representado o valor de momento instalado na secção enquanto no eixo das abcissas é apresentado o valor da curvatura correspondente.

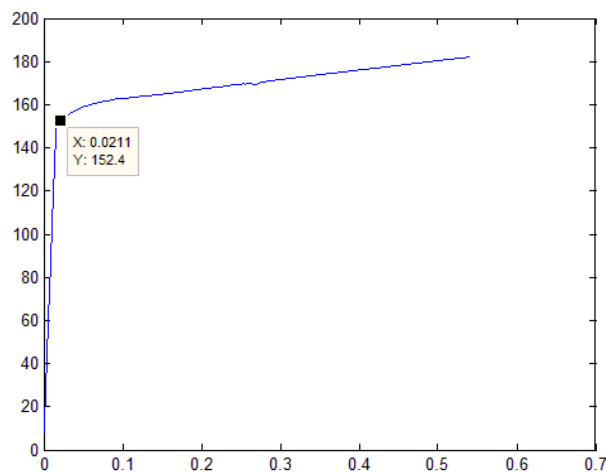


Fig. 4.12. – Relação momento-curvatura numa secção de betão armado.

4.6.2. CRITÉRIO DE ROTURA

Tal como referido na introdução deste capítulo, a avaliação do desempenho das estruturas em estudo será efectuada comparando a exigência associada a diversos cenários sísmicos com um determinado nível de dano máximo que se admite que o sistema porticado de betão armado apresente. Admitiu-se neste trabalho que não se deverão verificar nas secções de betão armado extensões de compressão superiores a 6%.

A opção por um critério de extensão justifica-se pelo comportamento típico exibido pelo tipo de estrutura que se investiga neste trabalho. As estruturas porticadas comportam-se essencialmente à flexão, deste modo fará sentido caracterizar a resistência dos elementos numa perspectiva de deformação.

O valor de extensão assumido constitui uma estimativa razoável do valor da extensão última à compressão de um betão não confinado em pórticos de betão armado solicitados por uma acção sísmica [27]. Para betões confinados a extensão última de compressão é bastante superior podendo atingir valores de 12% a 50% [27]. O facto de os pórticos de betão armado terem sido dimensionados apenas para cargas verticais justifica a opção por um valor mais conservativo da extensão de rotura do betão à compressão.

5

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será feita uma avaliação do desempenho sísmico de pórticos de betão armado contraventados com elementos metálicos. Serão analisados e comparados pórticos de betão armado, de 1 e 3 pisos, com e sem sistema de contraventamento, pretendendo-se avaliar qual o impacto da introdução de um sistema de contraventamento em parâmetros como a rigidez, resistência última e capacidade de deformação.

A metodologia de avaliação do desempenho baseia-se numa análise detalhada da evolução do mecanismo plástico da estrutura obtido através de análises não-lineares do tipo *pushover* realizadas com recurso ao programa OpenSees [23]. Com base na curva de capacidade obtida será feita uma estimativa do deslocamento alvo associado a um conjunto de cenários sísmicos, seguindo a metodologia proposta pelo Eurocódigo 8 [1]. O desempenho será então avaliado comparando os deslocamentos alvo com um nível de dano máximo admissível pré-definido para as estruturas.

Visando uma leitura clara dos resultados apresenta-se nas Fig. 5.1 e Fig. 5.2 um desenho esquemático dos pórticos que serão analisados, sendo também definida a nomenclatura associada aos elementos constituintes.

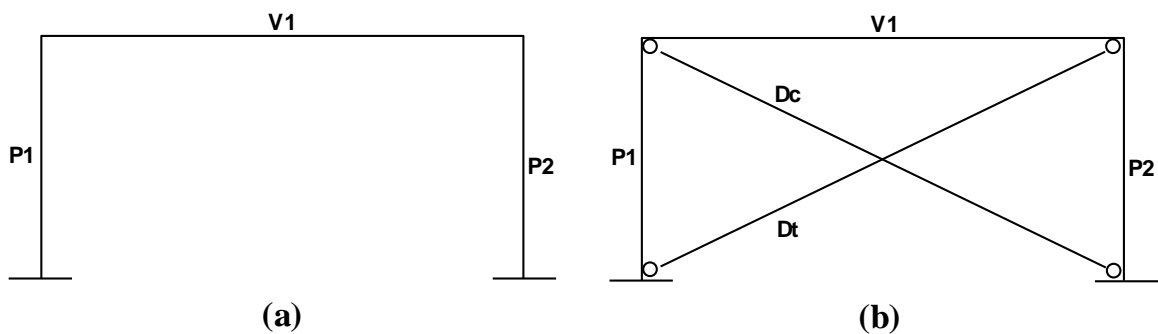


Fig. 5.1. – Pórticos de 1 Piso: (a) não-contraventado (b) contraventado.

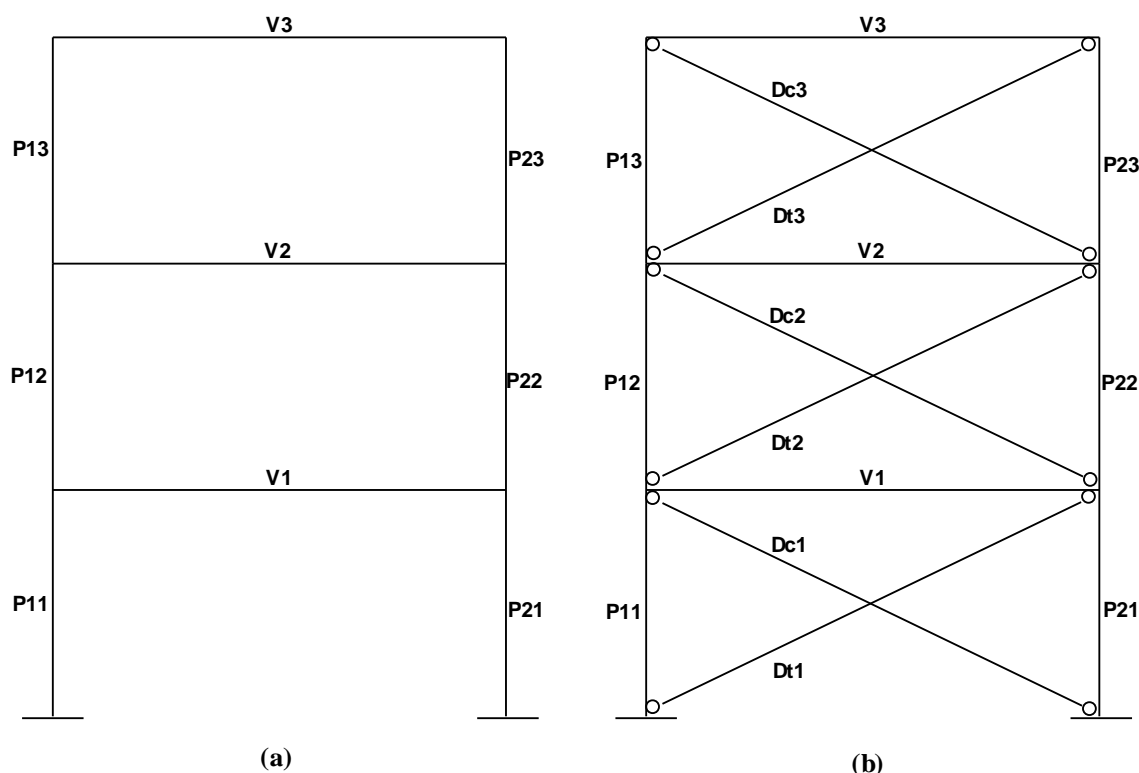


Fig. 5.2. – Pórticos de 3 Pisos: (a) não-contraventado (b) contraventado.

5.2.PÓRTICO DE 1 PISO

A apresentação e discussão dos resultados serão efectuadas em duas fases distintas. Numa primeira fase avalia-se o impacto geral que introdução de um sistema de contraventamento tem na estrutura, através de uma comparação directa entre o pórtico não contraventado (PBA1) e o pórtico contraventado com perfis cuja esbelteza adimensional ($\bar{\lambda}$) é igual a 2 (PC1-2). Numa segunda fase será investigada a sensibilidade do comportamento da estrutura à variação da esbelteza dos perfis metálicos que compõem o sistema de contraventamento. Aqui serão apresentados os resultados dos pórticos PC1-2.5 e PC1-1.5. No final da secção será averiguada a influência do comprimento de encurvadura dos perfis do sistema de contraventamento na resposta de uma estrutura contraventada.

5.2.1.COMPORTAMENTO DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO COM E SEM SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

Na Fig. 5.3 apresentam-se as curvas de capacidade do pórtico de betão armado, PBA1, e de um pórtico de betão armado, com as mesmas características, contraventado com um sistema de contraventamento metálico em que os perfis metálicos possuem uma esbelteza adimensional ($\bar{\lambda}$) igual a 2 (pórtico PC1-2).

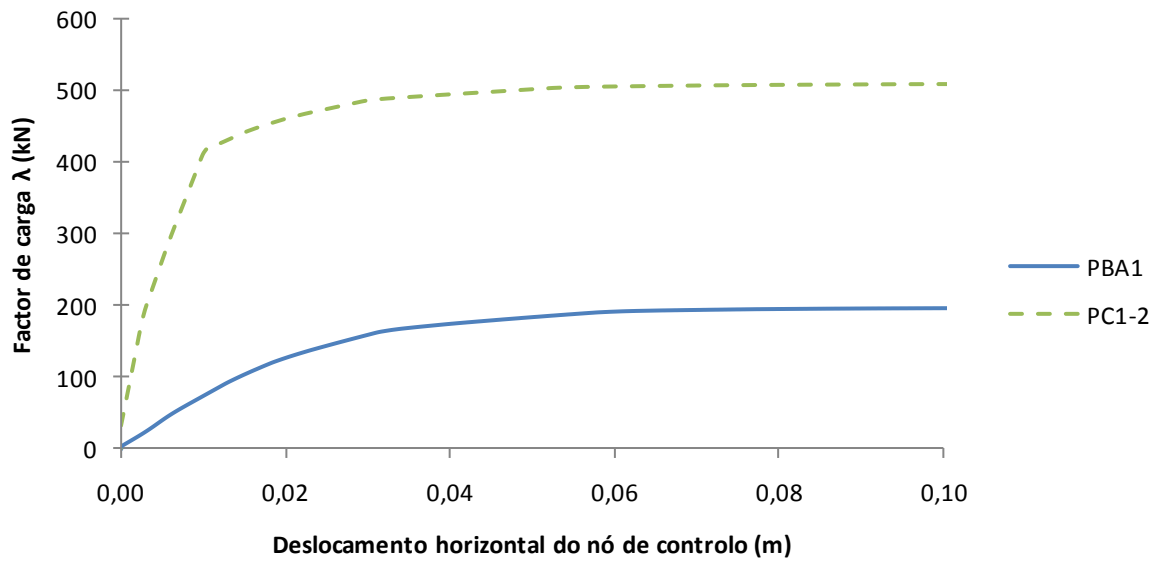


Fig. 5.3. – Curvas de capacidade do pórtico de 1 piso contraventado e não contraventado.

A Fig. 5.3 ilustra claramente o aumento significativo da rigidez que se verifica com a assemblagem do sistema de contraventamento. No que diz respeito à resistência última, observa-se um aumento de cerca de 260% passando a resistência de 196 kN, na situação não contraventada, para cerca de 510 kN, no modelo contraventado. De salientar também a redução do deslocamento de cedência da estrutura quando esta é reforçada com o sistema de contraventamento.

Na Fig. 5.4 investiga-se a contribuição de cada um dos sistemas estruturais, pórtico de betão armado e sistema de contraventamento, para o comportamento global da estrutura. No gráfico apresenta-se a curva de capacidade de cada um dos sistemas a actuar isoladamente, o somatório em ordenadas das duas respostas e finalmente a curva de capacidade do pórtico contraventado (PC1-2), já apresentado na Fig. 5.3.

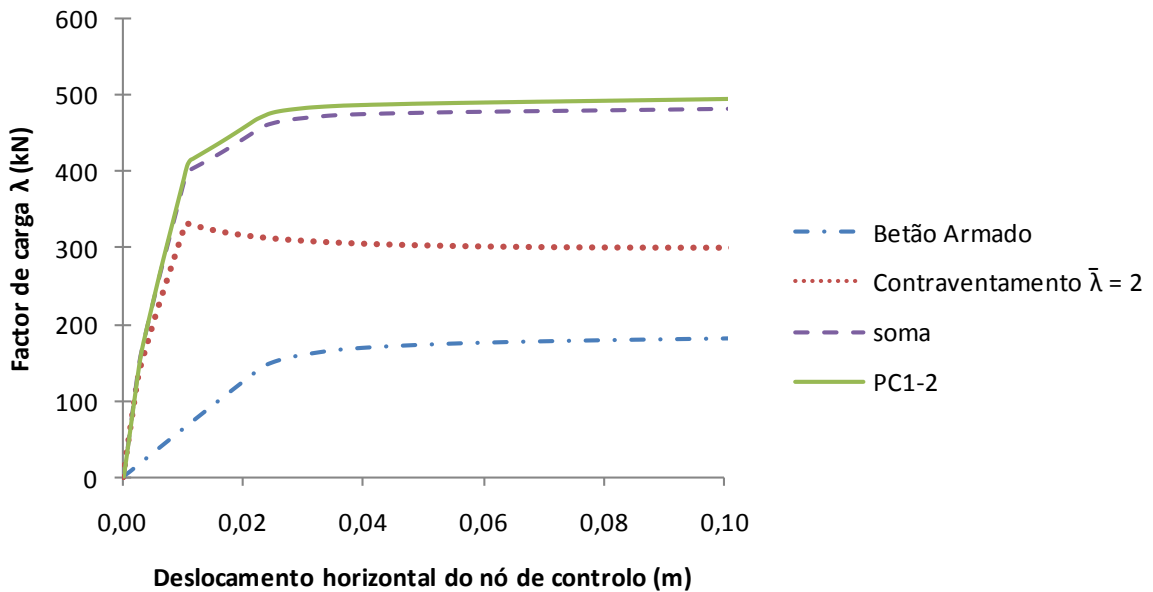


Fig. 5.4. – Contribuição dos dois sistemas estruturais.

A Fig. 5.4 demonstra, conforme esperado, que a resistência do sistema híbrido, composto pelo pórtico de betão armado e pelo sistema de contraventamento metálico, é praticamente igual ao somatório da resistência dos dois sistemas quando isolados, resultado este que vai de encontro às conclusões tiradas por Tagawa et al.[28].

Nas Fig. 5.5 e Fig. 5.6 é feita uma análise mais detalhada de cada uma das curvas *pushover* sendo possível observar a sequência de formação do mecanismo plástico e identificar as secções críticas da estrutura. Na Fig. 5.6 é ainda possível observar a evolução do valor de esforço axial nos contraventamentos, Dt e Dc, diagonal traccionada e diagonal comprimida respectivamente..

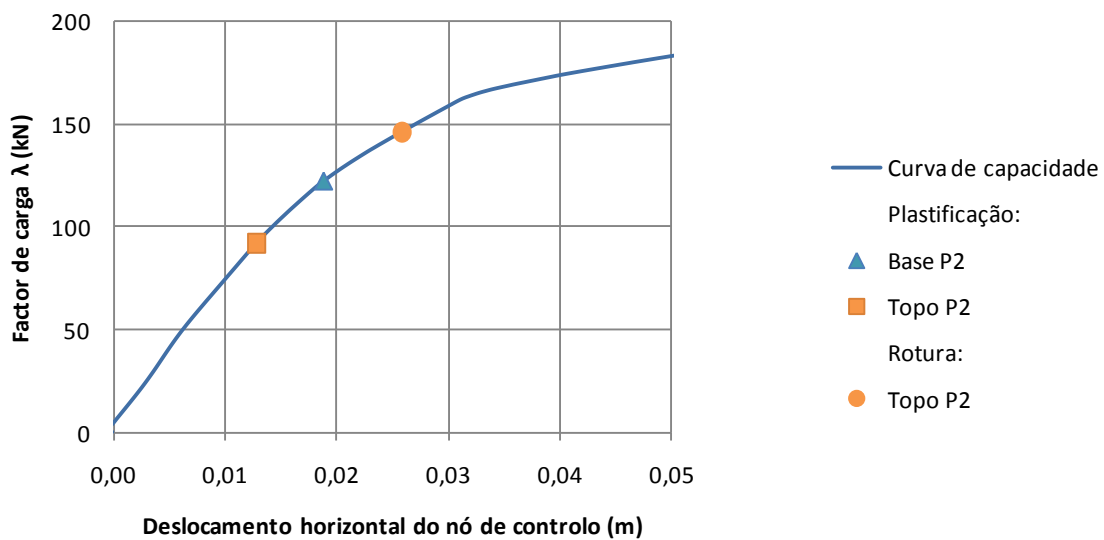


Fig. 5.5. – Curva de capacidade do pórtico PBA1.

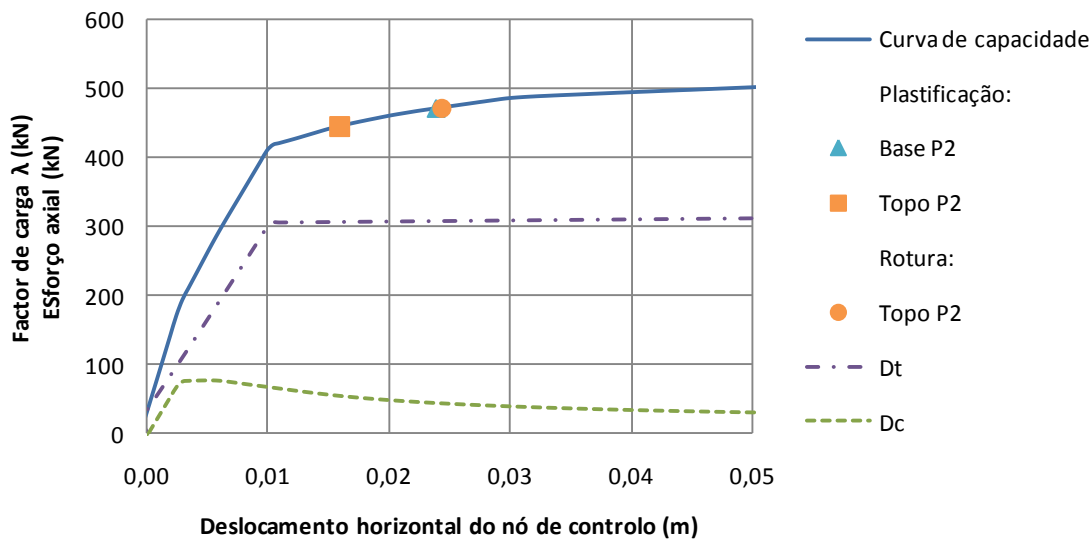


Fig. 5.6. - Curva de capacidade do pórtico PC1-2.

A curva de capacidade do pórtico de betão armado (Fig. 5.5) revela a formação de rótulas plásticas nas secções da base e do topo do pilar P2. Na mesma figura é possível também verificar que a primeira secção a atingir o critério de rotura é a secção do topo do pilar P2 para um deslocamento de 2,6 cm.

Relativamente à curva de capacidade do pórtico contraventado a sequência de formação de rótulas mantém-se embora na base do pilar P2 a plastificação da secção aconteça para um nível de deslocamento global da estrutura superior. O critério de rotura por seu turno, é atingido para um nível de deslocamento do nó de controlo semelhante ao verificado no pórtico não contraventado (PBA1), na secção do topo de P2. Apesar da introdução do contraventamento não afectar a capacidade de deformação da estrutura constata-se que ao nível local, nomeadamente no topo do pilar P2, a secção esgota mais rapidamente a sua capacidade plástica.

Destaca-se ainda a influência do estado de tensão nos perfis de contraventamento no pórtico contraventado. A curva de resposta de PC1-2 apresenta dois pontos de quebra assinaláveis do valor da rigidez. Estes pontos coincidem com o instante de instabilização da diagonal comprimida e posteriormente com a plastificação da diagonal traccionada. Este aspecto revela uma aparente preponderância do sistema de contraventamento face ao pórtico de betão armado na resposta sísmica.

5.2.2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO

Baseado no procedimento descrito na secção 3.3.1, procedeu-se ao cálculo do deslocamento alvo para diversos cenários sísmicos ($a_g=0,2g$; $a_g=0,4g$; $a_g=0,6g$; $a_g=0,8g$) para cada um dos modelos. A elevada intensidade dos cenários sísmicos analisados justifica-se pela elevada rigidez das estruturas em estudo. Os resultados são apresentados na Fig. 5.7 e Fig. 5.8.

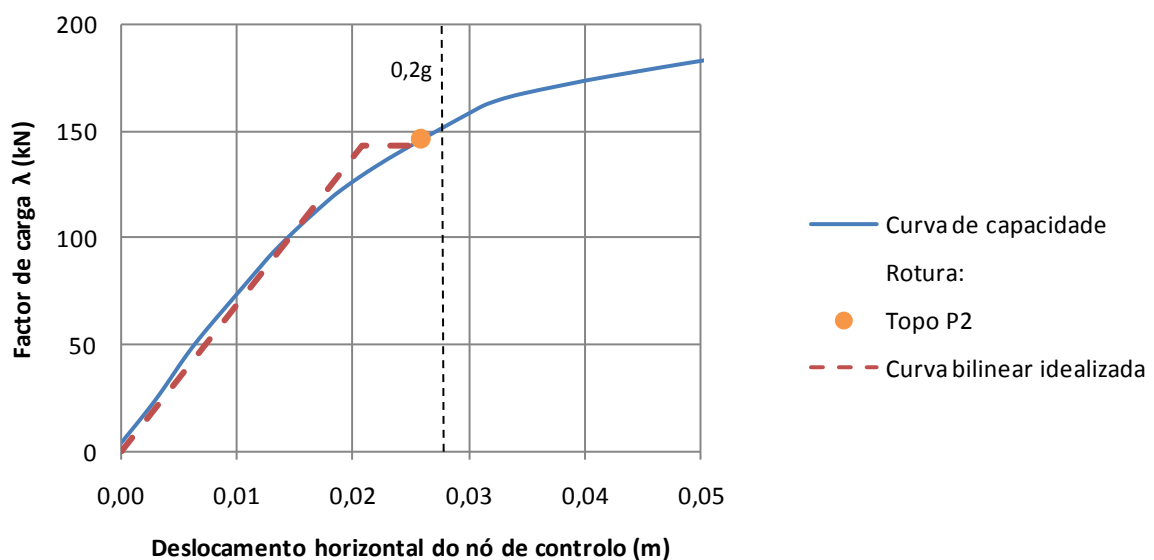


Fig. 5.7. – Estimativa de deslocamentos alvo – PBA1.

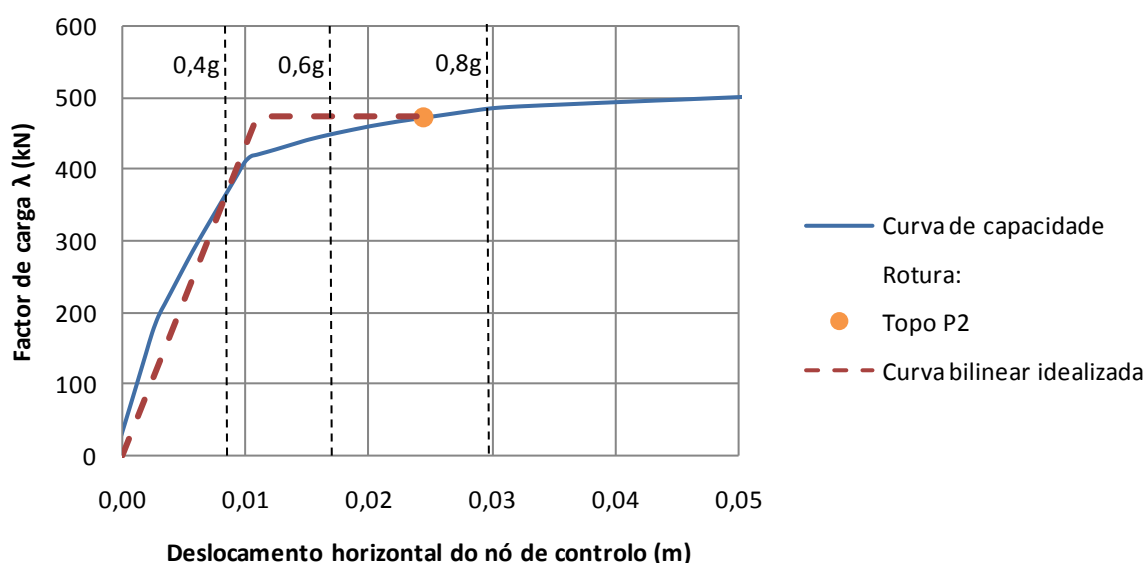


Fig. 5.8. – Estimativa de deslocamentos alvo – PC1-2.

A Fig. 5.7 e Fig. 5.8 demonstram que, com base no critério de rotura assumido neste trabalho, o pórtico de betão armado não contraventado (PBA1) não apresenta um bom desempenho perante uma aceleração sísmica do terreno de 0,2g. Por seu lado o pórtico contraventado apresenta um bom desempenho para acelerações de intensidade superior a 0,6g. O incremento da capacidade sísmica da estrutura contraventada é por isso assinalável.

Na Tabela 5.1 apresentam-se os valores relativos ao desempenho sísmico dos pórticos PBA1 e PC1-2, nomeadamente o valor de deslocamento máximo que estrutura consegue suportar e o nível de ductilidade disponível tendo em conta o critério de rotura adoptado. Na Tabela 5.2 e Tabela 5.3 listam-se os valores de exigência sísmica associados a cada um dos cenários sísmicos estudados. Para além dos valores de deslocamento alvo representados graficamente na Fig. 5.7 e Fig. 5.8, são também apresentados o valor do coeficiente de comportamento e o nível de ductilidade requerido. Estes valores foram calculados a partir das curvas bilineares idealizadas.

Tabela 5.1. – Desempenho dos pórticos PBA1 e PC1-2.

Pórtico	$d_{\text{máx}} \text{ (m)}$	drift%	$\mu_{\text{disponível}}$
PBA1	0.026	0.86	1.25
PC1-2	0.024	0.81	2.24

Tabela 5.2. – Exigência sísmica – PBA1.

a_g	q	$d_t \text{ (m)}$	$\mu_{\text{requerido}}$	Desempenho
0.2g	1.3	0.028	1.35	X

Tabela 5.3. - Exigência sísmica – PC1-2.

a_g	q	d_t (m)	$\mu_{\text{requerido}}$	$\text{drift}_{\text{serviço}\%}$	Desempenho
0.4g	0.8	0.009	-	0.15	ok
0.6g	1.2	0.017	1.56	0.29	ok
0.8g	1.6	0.030	2.72	0.5	X

Os valores evidenciam uma redução significativa dos deslocamentos alvo, fruto do aumento de rigidez que a inclusão do contraventamento proporciona. Uma consulta atenta da Tabela 5.1 permite ainda constatar que com a introdução do contraventamento se verifica um aumento da ductilidade global da estrutura. Este aumento deve-se em grande medida ao facto de o deslocamento último da estrutura se manter constante e de o deslocamento de cedência diminuir significativamente devido à presença do contraventamento.

O reduzido valor de drift para o qual o nível de dano máximo admitido, nas secções de betão armado é atingido levantou algumas suspeitas. Apesar do critério de rotura adoptado ($\varepsilon_{cu} = 6\%$) poder ser considerado como conservativo, o resultado apresentado na Tabela 5.1 revelou-se inferior ao que seria expectável. Verificou-se no entanto que o valor de drift na rotura é largamente dependente do nível de esforço axial nos pilares.

Neste trabalho a presença das cargas verticais foi tida em conta, segundo a combinação sísmica, definida na secção 2.4.2.2, na execução da análise *pushover*. Note-se que a consideração das cargas verticais é muitas vezes ignorada neste tipo de análise. Decidiu-se por este motivo estudar a sua influência nos resultados.

Na Fig. 5.9 apresenta-se a curva de capacidade do pórtico de betão armado em estudo com e sem a presença de cargas verticais. Indica-se também na figura o instante em que o critério de rotura de 6% no betão é atingido.

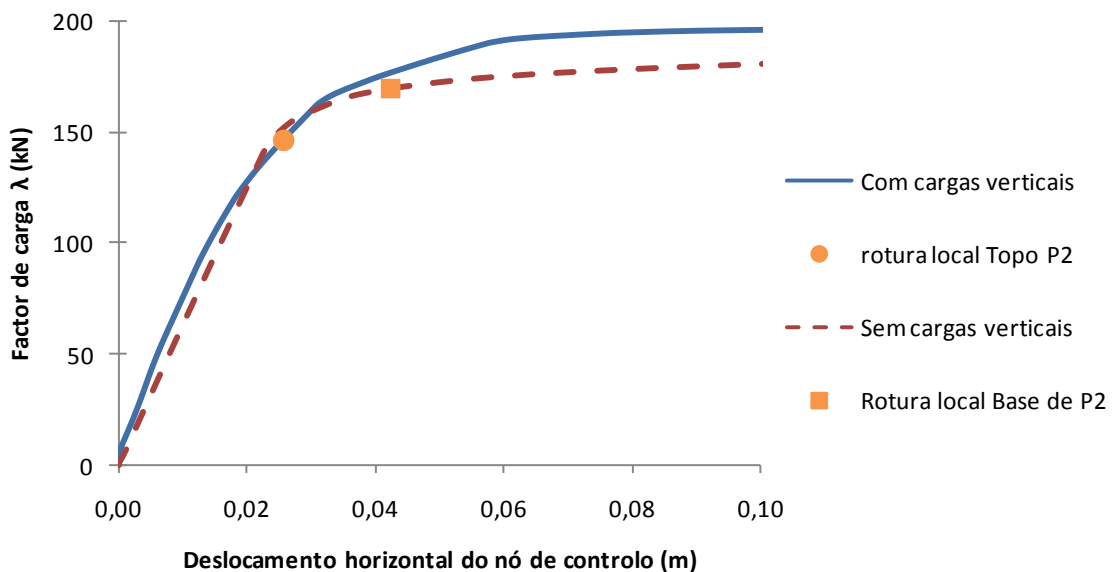


Fig. 5.9. – Influência da consideração das cargas verticais na curva de capacidade (PBA1).

A Fig. 5.9 mostra claramente que o critério de rotura é atingido para níveis de deformação da estrutura bastante diferentes e revela também que a secção crítica é distinta nas duas situações. Na Fig. 5.10 e Fig. 5.11 é possível observar a evolução do mecanismo plástico para ambas as situações.

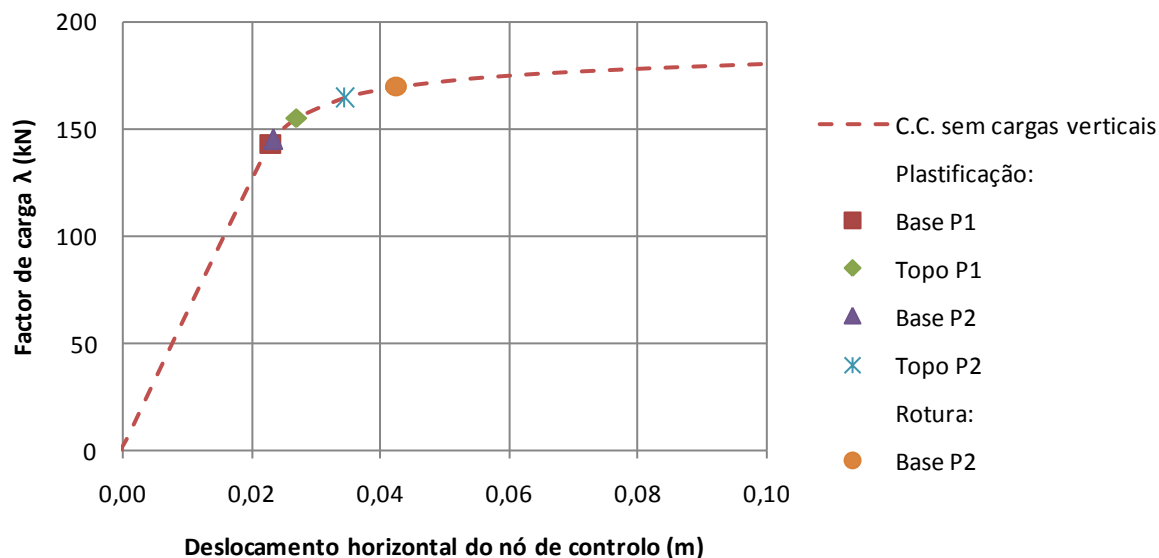


Fig. 5.10. – Curva de capacidade sem consideração das cargas verticais (PBA1).

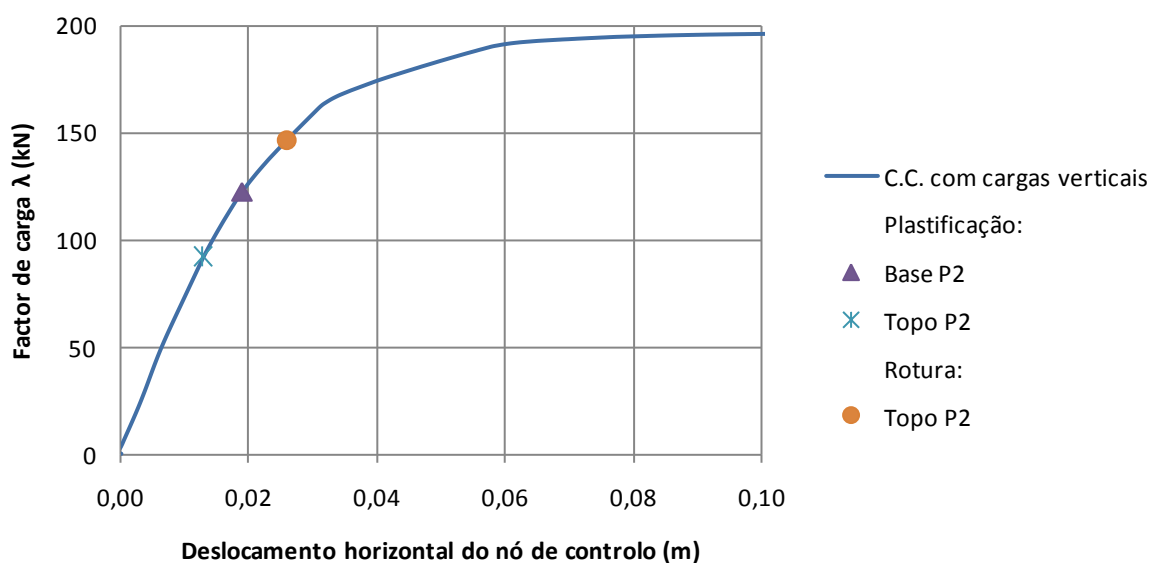


Fig. 5.11. – Curva de capacidade considerando as cargas verticais (PBA1).

As diferenças entre os dois casos são assinaláveis. Com a inclusão das cargas verticais na análise a sequência de formação das rótulas plásticas e o número de secções plastificadas altera-se significativamente, o que se repercute numa redução significativa da capacidade de deformação da estrutura.

No seguimento desta análise de sensibilidade decidiu-se investigar qual a influência do valor da extensão última de rotura nos resultados. Na Tabela 5.4 apresenta-se o valor de deslocamento

associado à rotura para as situações com e sem cargas verticais, mediante dois critérios de rotura local; 6‰ e 8‰.

Tabela 5.4. – Influência do critério de rotura no desempenho sísmico.

Cargas verticais	$\epsilon_{\text{máx}}$	$d_{\text{máx}}$	drift _%
com	6‰	0.026	0.87
sem	6‰	0.042	1.40
com	8‰	0.038	1.27
sem	8‰	0.063	2.10

Conforme se pode verificar pela Tabela 5.4, a escolha do critério de rotura tem bastante influência no valor do deslocamento máximo da estrutura. No entanto, sendo este um estudo fundamentalmente comparativo, em que o objectivo principal é avaliar o impacto da introdução de um sistema de contraventamento metálico num pórtico de betão armado, considera-se que a sua relevância em termos de conclusões finais do trabalho será diminuta.

Dada a influência da contabilização das cargas verticais na evolução do mecanismo plástico da estrutura revelada pelo estudo de sensibilidade realizado, a sua presença foi considerada em todos os casos analisados neste trabalho.

5.2.3. INFLUÊNCIA DA ESBELTEZA DOS PERFIS DO CONTRAVENTAMENTO

O estudo apresentado nesta secção tem como finalidade avaliar a influência da esbelteza dos perfis que compõem o contraventamento no comportamento global de um pórtico contraventado e de que forma a componente estrutural de betão armado é afectada. Serão estudados os pórticos PC1-2.5, PC1-2 e PC1-1.5. Na Fig. 5.12 apresentam-se as curvas de capacidade dos vários pórticos analisados.

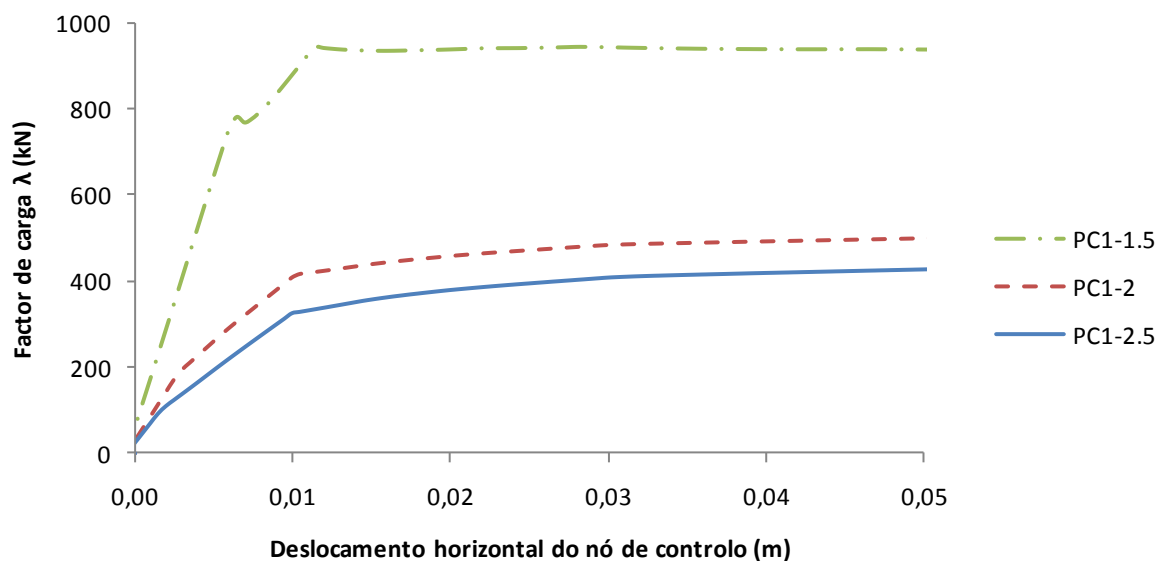


Fig. 5.12. – Curvas de capacidade.

Os resultados demonstram que a rigidez e a resistência última aumentam com a diminuição do nível de esbelteza adimensional $\bar{\lambda}$, tal como seria de esperar, mas não de forma proporcional a este parâmetro. Os perfis com esbelteza adimensional igual a 1,5 possuem uma área seccional ($25,7\text{cm}^2$) bastante superior à dos perfis com esbelteza adimensional de 2 ($11,2\text{cm}^2$) e 2,5 ($8,62\text{cm}^2$). Estes resultados permitem concluir que o valor de resistência última exibido por um pórtico de betão armado contraventado está directamente relacionado com a capacidade resistente plástica dos perfis metálicos.

As Fig. 5.13, Fig. 5.14 e Fig. 5.15 ilustram o desenvolvimento do mecanismo de dissipação plástica para as diferentes soluções de contraventamento em estudo.

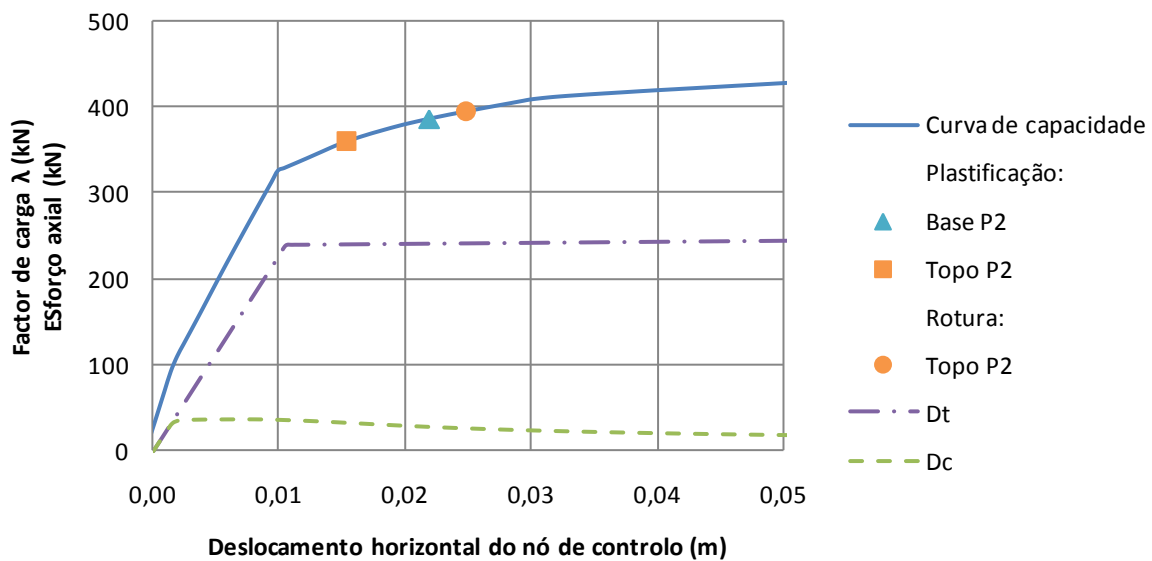


Fig. 5.13. – Curva de capacidade - PC1-2.5.

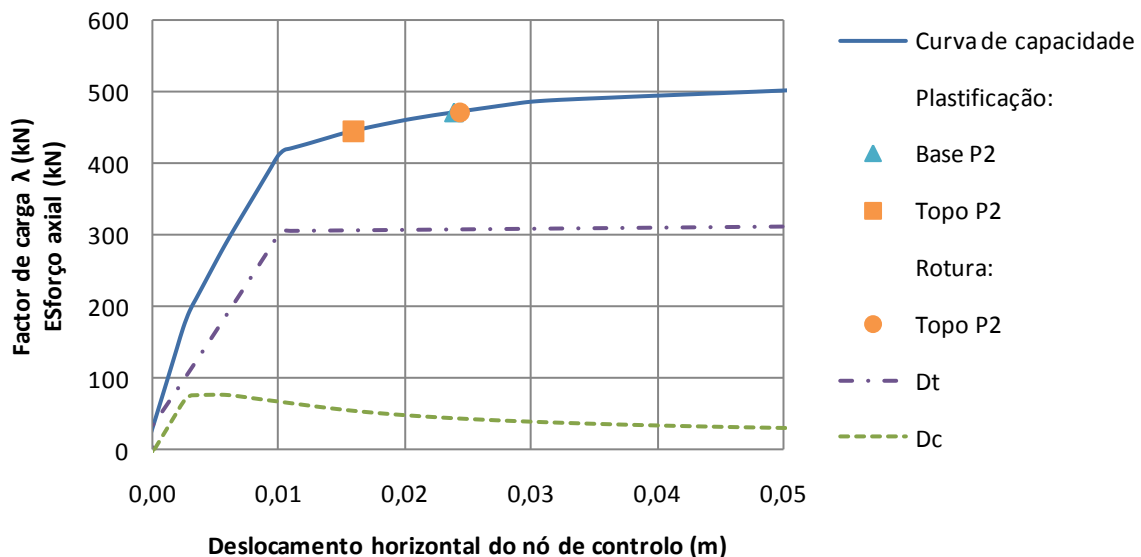


Fig. 5.14. - Curva de capacidade - PC1-2.

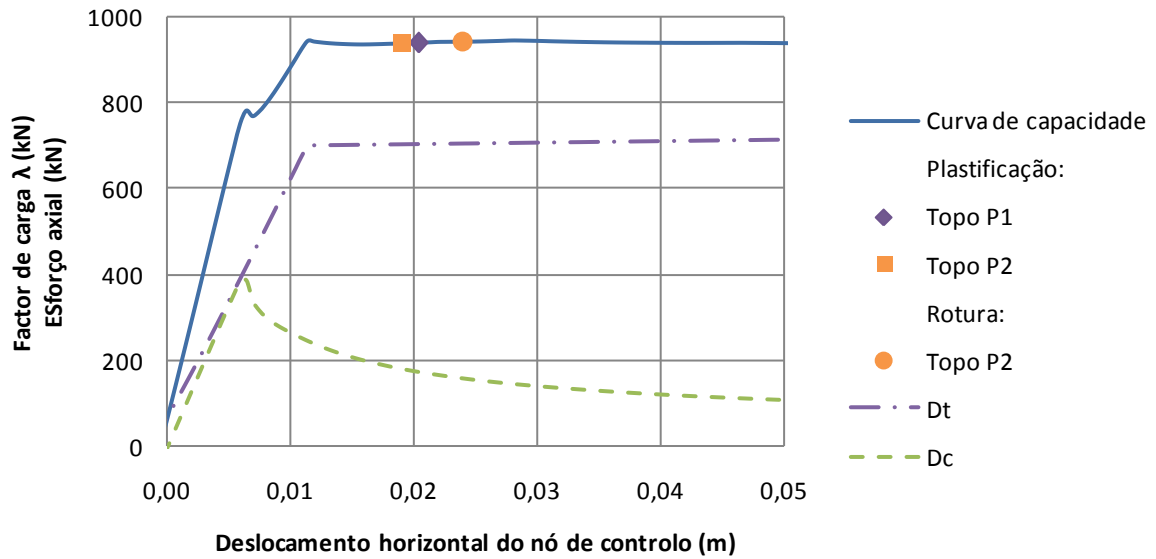


Fig. 5.15. - Curva de capacidade de PC1-1.5.

A evolução do mecanismo plástico revela que o deslocamento do nó de controlo associado ao atingir do critério de rotura é idêntico para os três casos, confirmando também que os fenómenos de plastificação e instabilização dos perfis metálicos controlam o desempenho da estrutura. Relativamente às secções que plastificam antes da rotura e ao instante em que a secção entra em cedência verificam-se algumas diferenças entre os vários pórticos estudados, nomeadamente no pórtico PC1-1.5. Os resultados parecem indicar que a inclusão do sistema de contraventamento altera o estado de tensão nas secções de betão armado, nomeadamente nos pilares, estando este fenómeno associado às diferenças de esforço axial mencionadas anteriormente. Na Fig. 5.16 e Fig. 5.17 representa-se a variação de esforço axial nos pilares do pórtico em função do deslocamento global da estrutura.

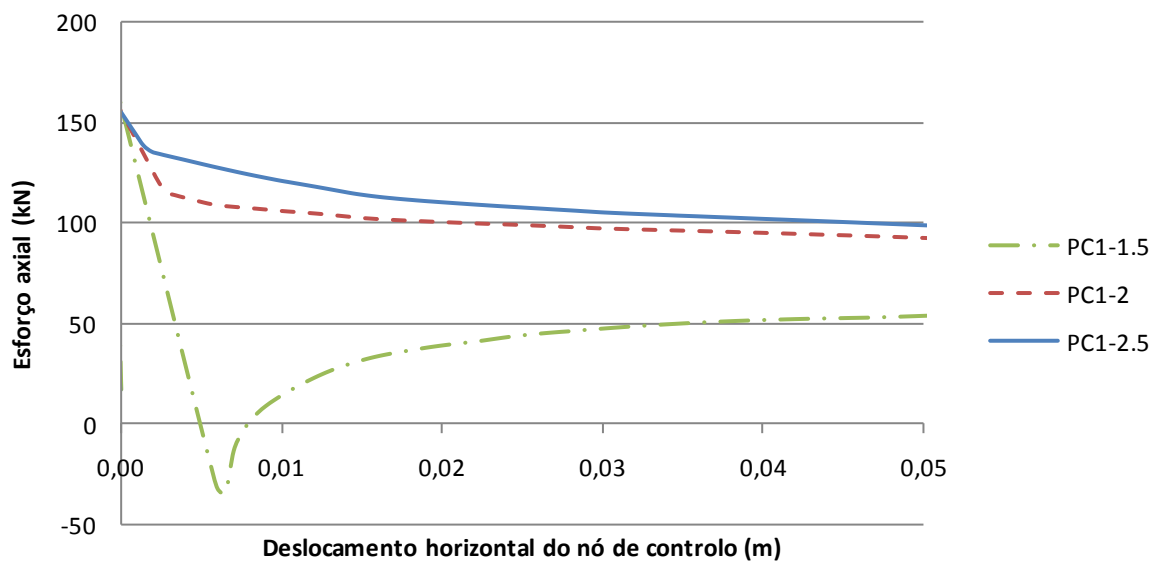


Fig. 5.16. – Esforço axial no pilar P1.

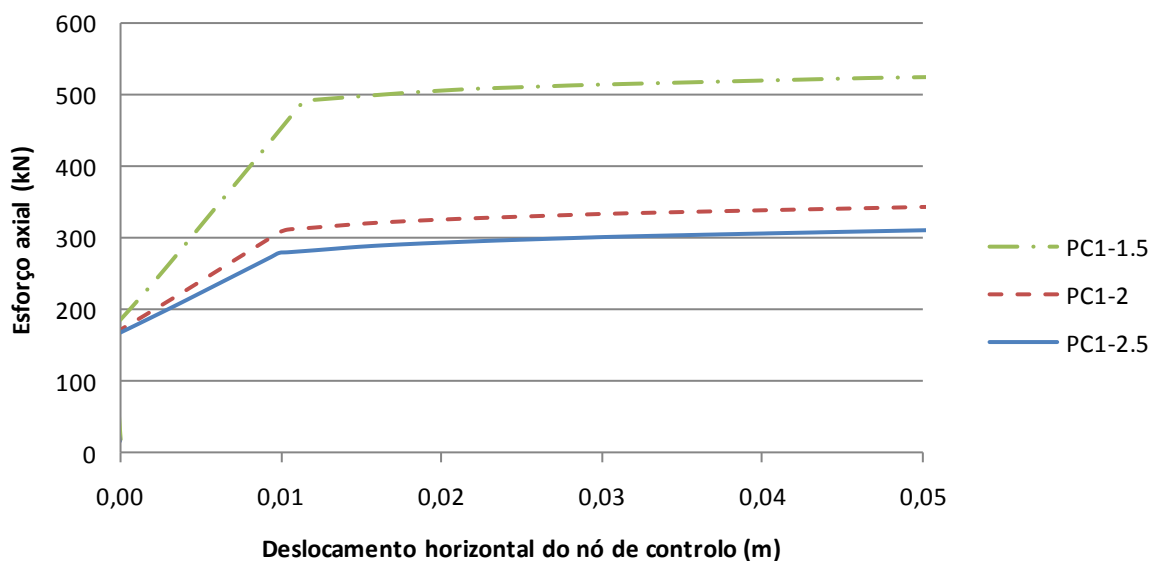


Fig. 5.17. – Esforço axial no pilar P2.

Os resultados obtidos permitem traçar um paralelismo entre o nível de esforço axial instalado nos pilares e a ductilidade local das secções dos pilares da estrutura. Nas Tabela 5.5 e Tabela 5.6 apresentam-se os esforços instalados na secção do topo do pilar P2, secção crítica em todos os modelos, no instante em que a secção plastifica e posteriormente quando o critério de rotura é atingido.

Tabela 5.5. – Plastificação da secção de topo do pilar P2.

Pórtico	M (kN.m)	Curvatura Φ	N/N_{Rd}	Δ (m)
PBA1	135.9	0.0160	0.08	0.013
PC1-2.5	149.3	0.0209	0.13	0.015
PC1-2	152.4	0.0211	0.14	0.016
PC1-1.5	170.5	0.0242	0.22	0.019

Tabela 5.6. – Rotura local da secção de topo do pilar P2.

Pórtico	M (kN.m)	Curvatura Φ	N/N_{Rd}	Δ (m)
PBA1	150.2	0.1516	0.08	0.026
PC1-2.5	160.9	0.1232	0.13	0.025
PC1-2	163.3	0.1119	0.15	0.024
PC1-1.5	176.6	0.0568	0.23	0.024

O instante associado à plastificação da secção varia de caso para caso, constatando-se que quanto menor é a esbelteza do contraventamento maior é o deslocamento associado à plastificação da secção do pilar. A Fig. 5.17 mostra que o esforço axial no pilar P2 aumenta com a diminuição da esbelteza dos perfis do contraventamento. Este aumento poderá ter um efeito benéfico, atrasando deste modo a formação da rótula plástica.

Os resultados revelam que para os níveis de esbelteza analisados a capacidade de deformação não é afectada uma vez que o deslocamento associado à rotura é praticamente igual para todos os modelos. Este facto deve-se ao nível reduzido de esforço axial instalado nos pilares na fase de rotura. Conclui-se deste modo que apesar de a ductilidade do pórtico de betão armado diminuir com a redução da esbelteza dos elementos de contraventamento, a capacidade de deformação global da estrutura não é afectada.

Nas figuras seguintes (Fig. 5.18, Fig. 5.19, Fig. 5.20) é possível visualizar graficamente a estimativa do deslocamento alvo correspondente a três cenários sísmicos; 0,4g, 0,6g e 0,8g.

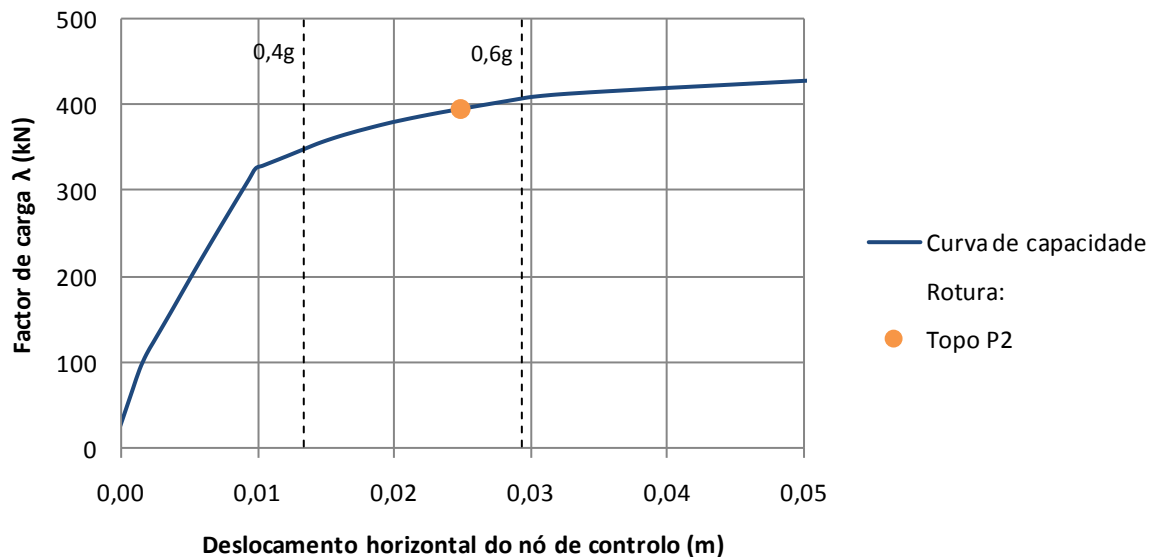


Fig. 5.18. – Estimativa de deslocamentos alvo – PC1-2.5.

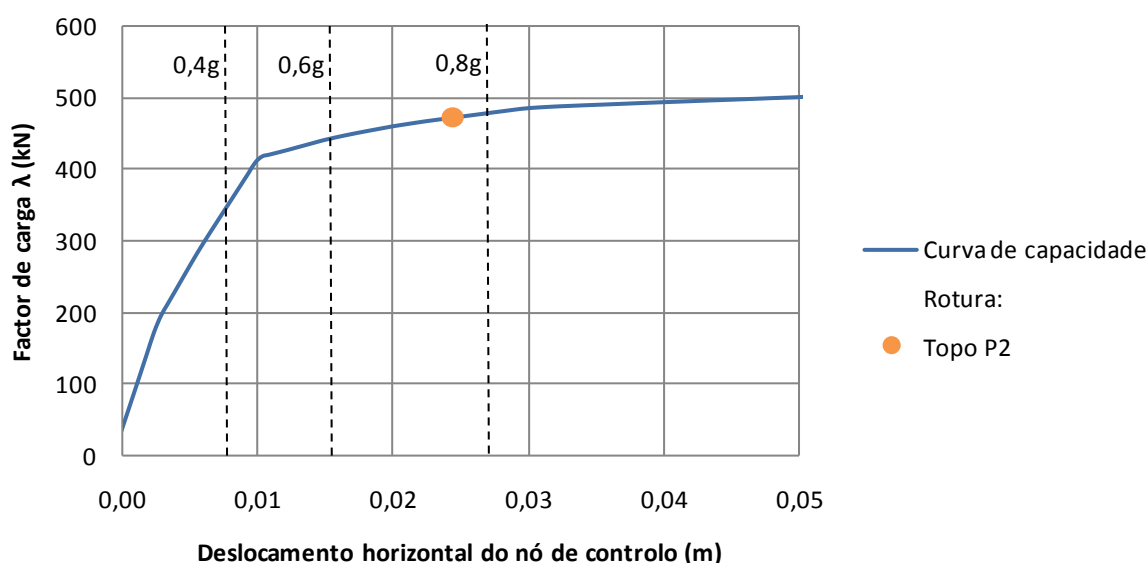


Fig. 5.19. – Estimativa de deslocamentos alvo – PC1-2.

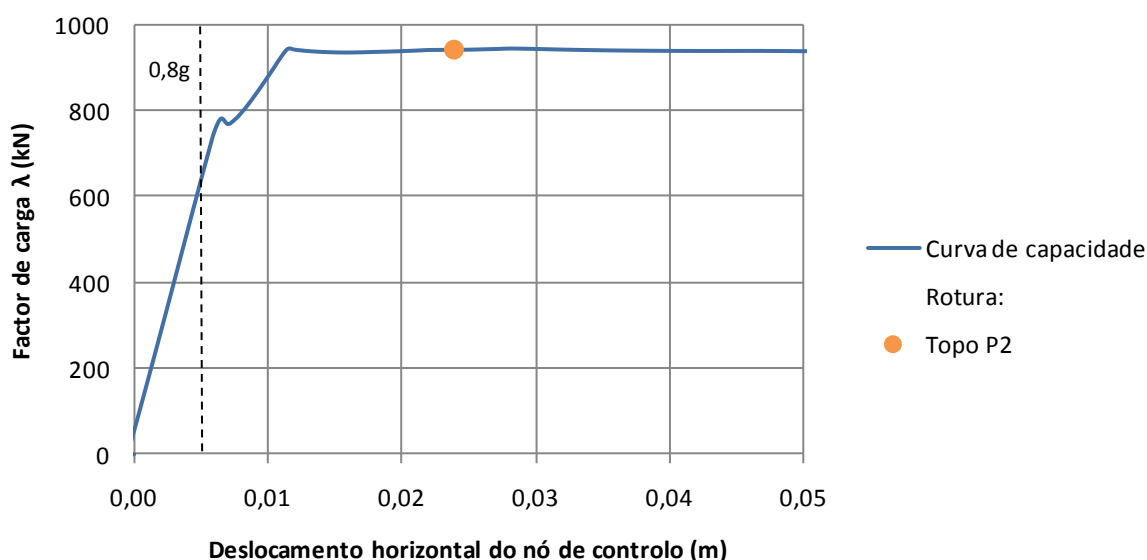


Fig. 5.20. – Estimativa de deslocamentos alvo – PC1-1.5.

Os resultados revelam que para qualquer uma das situações, mesmo para um nível de esbelteza elevado como é o caso do pórtico PC1-2.5, o desempenho é claramente superior ao do pórtico de betão armado não contraventado analisado na secção 5.2.2. Merece destaque particular o desempenho do pórtico PC1-1.5. O aumento de resistência e sobretudo de rigidez resultante da inclusão do sistema de contraventamento reduzem drasticamente os deslocamentos da estrutura, permitindo que a estrutura tenha um bom desempenho face a uma aceleração sísmica de 0,8g, respondendo praticamente em regime elástico para este nível de intensidade sísmica.

Nas tabelas seguintes, é possível visualizar o nível de desempenho dos vários pórticos contraventados estudados, bem como a exigência sísmica que lhes está associada para cada um dos cenários considerados

Tabela 5.7. – Desempenho sísmico dos pórticos contraventados.

Pórtico	T (s)	d _{máx} (m)	drift%	μ _{disponível}
PBA1	0.42	0.026	0.86	1.25
PC1-2.5	0,21	0.025	0.83	1.74
PC1-2	0.17	0.024	0.81	2.24
PC1-1.5	0.10	0.024	0.81	2.99

Tabela 5.8. - Exigência sísmica – PC1-2.5.

a _g	q	d _t (m)	μ _{requerido}	Desempenho
0.4g	1	0.013	-	Ok
0.6g	1.4	0.03	2.09	X

Tabela 5.9. - Exigência sísmica – PC1-2.

a _g	q	d _t (m)	μ _{requerido}	Desempenho
0.4g	0.8	0.009	-	ok
0.6g	1.2	0.017	1.56	ok
0.8g	1.6	0.03	2.72	X

Tabela 5.10. – Exigência sísmica – PC1-1.5.

a _g	q	d _t (m)	μ _{requerido}	Desempenho
0.4g	0.4	0.003	-	ok
0.6g	0.5	0.004	-	ok
0.8g	0.7	0.005	-	ok

Os resultados obtidos com o estudo de pórticos de 1 piso evidenciam, que, para os níveis de esbelteza considerados, quanto menor a esbelteza dos perfis melhor é o seu desempenho sísmico, verificando-se não só uma redução dos deslocamentos alvo mas também um aumento da ductilidade da estrutura. Destaca-se a melhoria no desempenho mesmo com perfis de esbelteza elevada como os testados no pórtico PC1-2.5.

5.2.4. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE ENCURVADURA DOS PERFIS DE CONTRAVENTAMENTO

Neste subcapítulo o objectivo passou por testar a influência que o comprimento de encurvadura dos perfis do contraventamento tem na resposta sísmica da estrutura. Conforme foi mencionado anteriormente, as ligações, dada a ausência de ensaios experimentais que permitissem sustentar e

justificar outro tipo de opção, foram modeladas como rótulas. Esta opção implica por um lado que não haja qualquer transmissão de momento flector entre o pórtico e o contraventamento, e por outro, que o comprimento de encurvadura seja igual ao comprimento do próprio perfil. Numa situação real estas premissas não se verificam, isto é, por muito pouco que seja existirá sempre transmissão de momento e o comprimento de encurvadura será sempre inferior ao comprimento da diagonal, implicando este facto que o perfil comprimido instabilize para um nível de carga axial superior.

A estratégia de análise passou por comparar dois pórticos contraventados com a mesma secção transversal, conferindo rigidez à rotação nas ligações do pórtico aos contraventamentos num dos modelos, diminuindo desta forma o comprimento de encurvadura.

Na Fig. 5.21 comparam-se as curva de capacidade do pórtico PC1-2 e de um outro pórtico com as mesmas características ao qual se conferiu rigidez à rotação na ligação entre os contraventamentos e o pórtico de betão armado (PC1-2_{kmod}). No gráfico representa-se também a variação do esforço axial nos perfis comprimidos.

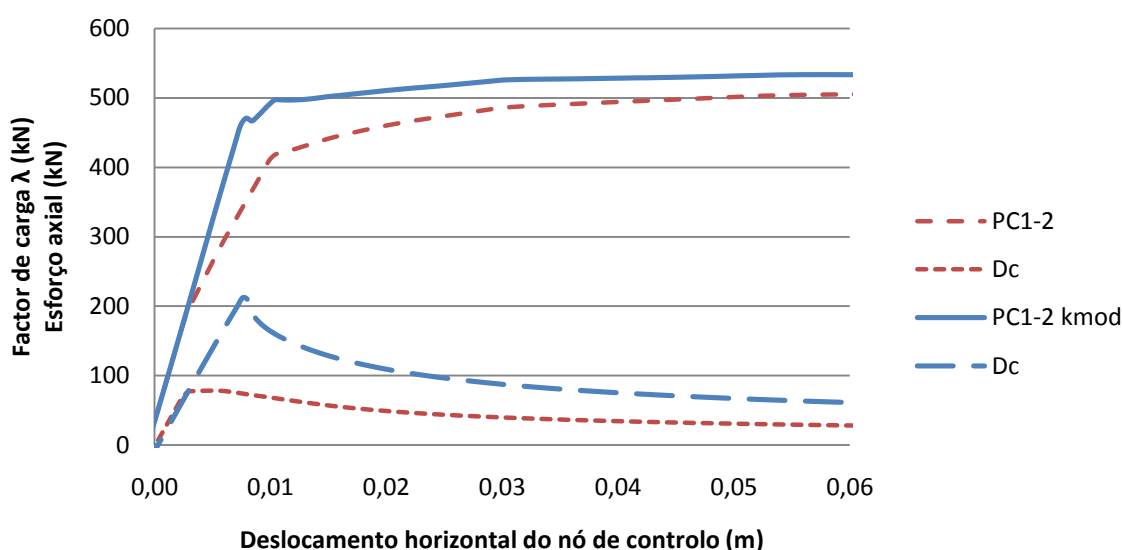


Fig. 5.21. – Influência do comprimento de encurvadura na resposta sísmica.

A diminuição do comprimento de encurvadura resultante da alteração da rigidez da ligação ao pórtico tem como consequência o aumento da carga crítica de encurvadura. O facto de a diagonal comprimida instabilizar para um nível de carga superior repercutiu-se num ligeiro incremento da resistência última mas sobretudo num aumento significativo da rigidez “secante”. Estes resultados, apresentados na Fig. 5.21, juntamente com os resultados das curvas de comportamento dos pórticos contraventados indicam que resistência última é controlada pela resistência à tracção dos perfis e que a rigidez secante está muito dependente da carga de instabilização dos perfis.

À semelhança do que se verificou para o pórtico PC1-1.5 (Fig. 5.15), no qual o perfil comprimido também instabiliza para um nível de carga relativamente elevado, uma análise à Fig. 5.21 revela que o ganho de resistência após a plastificação da diagonal traccionada é praticamente nulo, acentuando-se a preponderância do sistema de contraventamento face ao pórtico de betão armado como elemento resistente à acção lateral.

Apesar de encorajadores estes resultados não podem ser tomados como absolutos dada a simplicidade das estruturas estudadas. Neste contexto será apresentado na secção seguinte um estudo semelhante mas desta vez para pórticos de três pisos. O objectivo do estudo será verificar se para estruturas com menor rigidez e maior massa, e sobre as quais o incremento de esforço axial devido à presença do contraventamento se fará sentir com maior intensidade, as conclusões aqui tiradas se mantêm válidas.

5.3.PÓRTICO DE 3 PISOS

Nesta secção a estratégia de análise será em tudo análoga à adoptada para os pórticos de um piso, pretendendo-se investigar se o tipo de comportamento observado na secção anterior se mantém com o aumento do número de pisos da estrutura. Numa primeira fase será confrontado o desempenho sísmico de dois pórticos de betão armado de 3 pisos, sendo um dos pórticos reforçado com um sistema de contraventamento metálico composto por perfis tubulares circulares com uma esbelteza adimensional $\bar{\lambda}$ igual a 2 (pórticos PBA3 e PC3-2, respectivamente). Posteriormente será analisada a influência da esbelteza dos perfis do contraventamento na resposta sísmica do pórtico contraventado.

5.3.1.COMPORTAMENTO DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO COM E SEM SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

Na Fig. 5.22 apresentam-se as curvas de capacidade dos pórticos PBA3 e PC3-2.

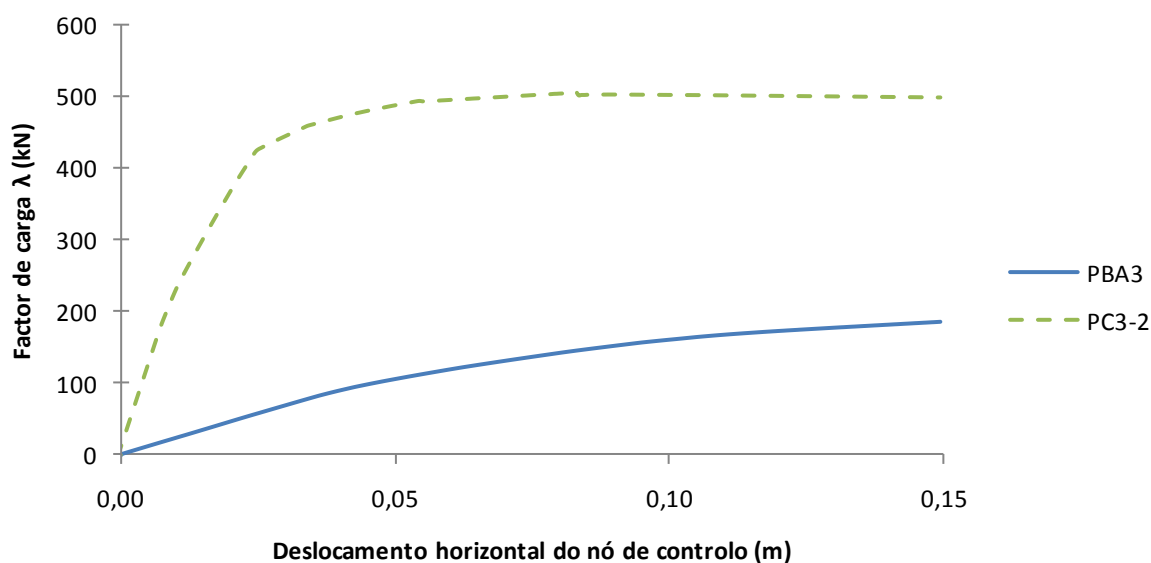


Fig. 5.22. - Curvas de capacidade dos pórticos PBA3 e PC3-2.

As diferenças, ao nível de aumento da rigidez e de incremento da capacidade última, entre o sistema contraventado e o não contraventado, mantêm-se em relação ao observado nos pórticos de um piso. Apesar da diminuição da rigidez dos sistemas comparativamente com os homólogos de um piso, e que seria de esperar, verifica-se que a resistência última é equivalente.

Na Fig. 5.23 e Fig. 5.24 apresentam-se novamente as curvas de capacidade dos pórticos, mas desta vez com a representação dos instantes correspondentes à formação das rótulas plásticas que precedem o atingir do critério de rotura.

Na Fig. 5.25 demonstra-se ainda a influência que os fenómenos de plastificação e instabilização nos perfis do contraventamento têm na resposta do pórtico contraventado.

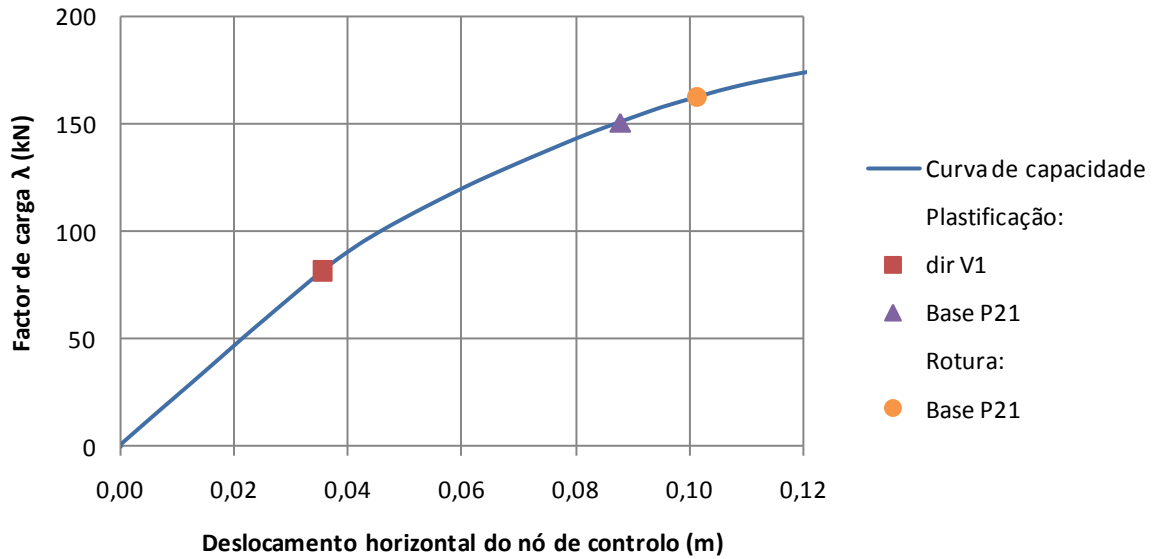


Fig. 5.23. - Curva de capacidade do pórtico PBA3.

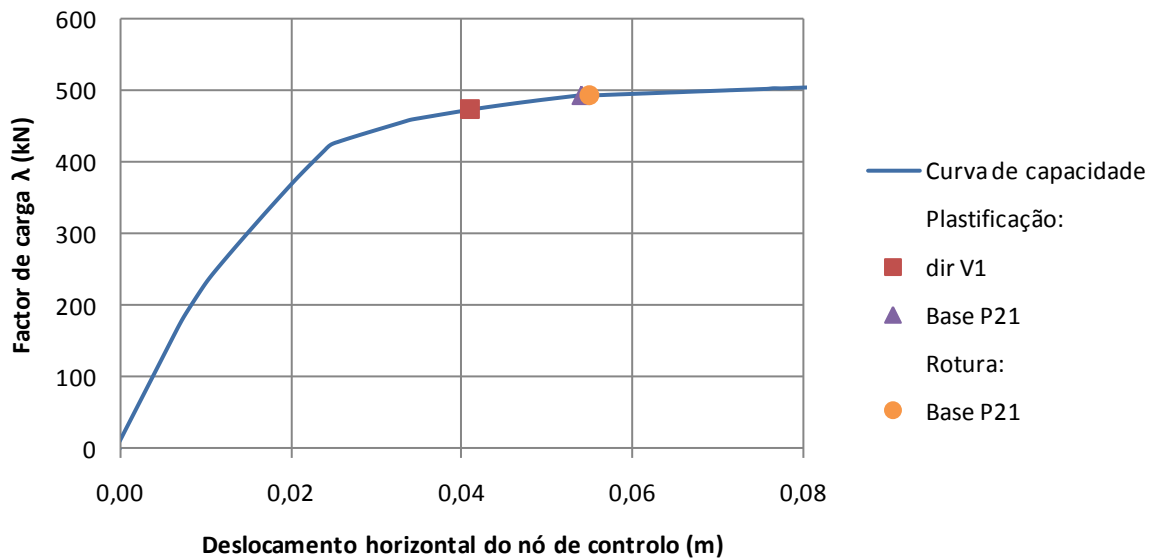


Fig. 5.24. - Curva de capacidade do pórtico PC3-2.

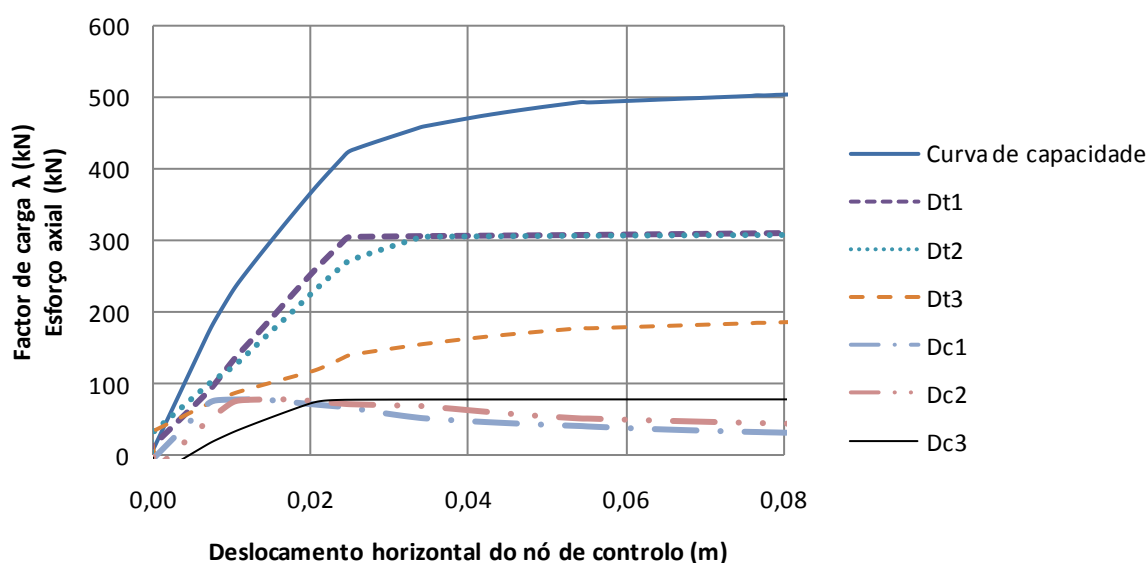


Fig. 5.25. – Influência do desempenho do contraventamento na resposta do pórtico PC3-2.

A Fig. 5.23 e a Fig. 5.24 revelam uma grande diferença face ao verificado para os pórticos de 1 piso, nomeadamente uma acentuada redução do deslocamento associado à rotura no pórtico contraventado comparativamente ao não contraventado. A secção da base do pilar P21 plastifica para um nível de deformação inferior quando o pórtico está reforçado, a formação da rótula plástica na viga, por seu turno, acontece para o mesmo nível de deslocamento do nó de controlo nos dois pórticos. Se a este comportamento juntarmos os indicadores observados nos pórticos de um piso, torna-se claro que o incremento de esforço axial nos pilares justificará esta perda de ductilidade.

Merece também destaque o reduzido número de secções que plastificam antes do critério de rotura ser atingido, bem como a rápida degradação da resistência da secção da base do pilar P21, sintomática de uma grande perda de ductilidade também ao nível das secções de betão armado.

Tal como se verificou no pórtico contraventado de um piso, os resultados apresentados na Fig. 5.25 confirmam que a resposta de uma estrutura híbrida é governada pelo sistema de contraventamento, estando as alterações no nível de rigidez associadas a fenómenos de instabilização e plastificação dos perfis que compõe o contraventamento. De referir ainda que os elementos do terceiro piso permanecem em regime elástico.

A influência da introdução do sistema de contraventamento no esforço axial instalado nos pilares encontra-se representada na Fig. 5.26 e Fig. 5.27.

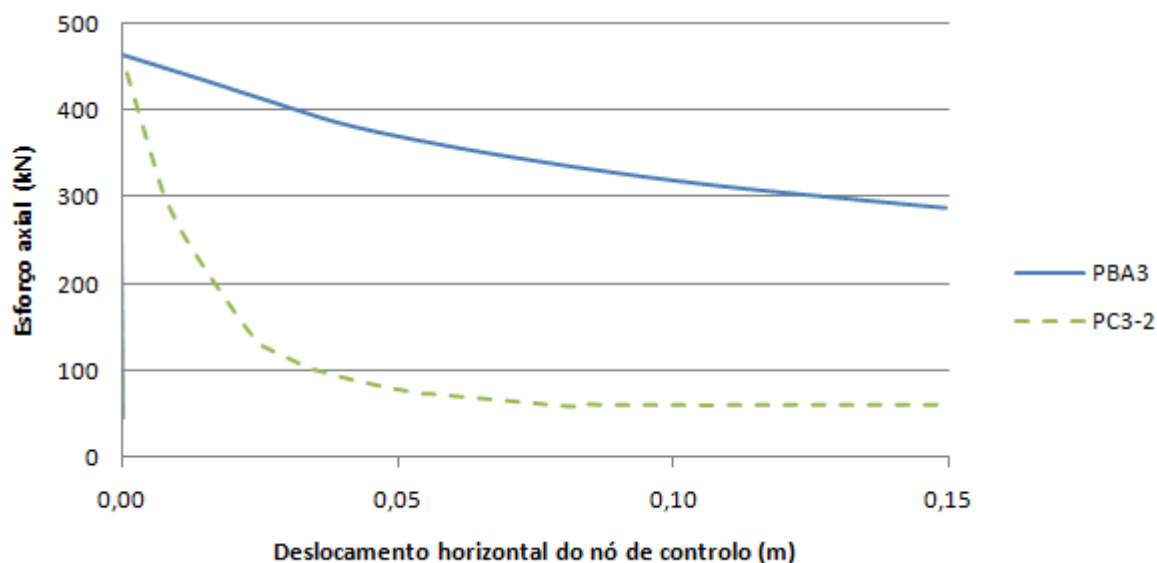


Fig. 5.26. – Esforço axial no pilar P11.

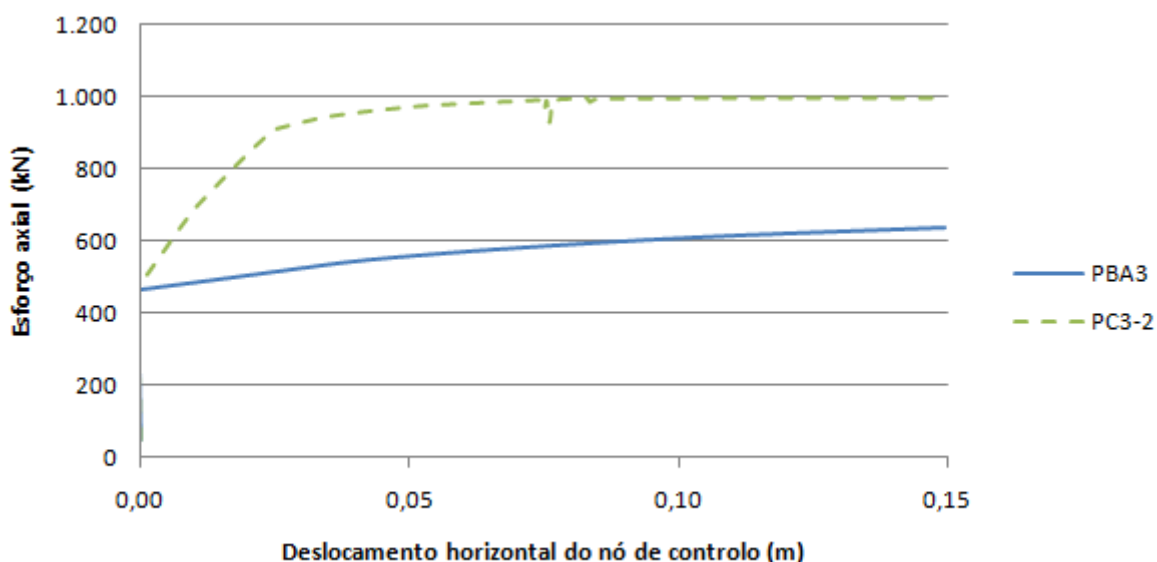


Fig. 5.27. – Esforço axial no pilar P21.

A Fig. 5.26 e a Fig. 5.27 mostram claramente que a assemblagem do sistema de contraventamento metálico ao pórtico de betão armado altera significativamente o estado de tensão nas secções de betão armado, justificando-se desta forma a perda de ductilidade local evidenciada na Fig. 5.24.

Na Fig. 5.28 analisa-se a consequência da adição de um sistema de contraventamento metálico na deformada global da estrutura. A evolução do deslocamento relativo entre pisos é investigada para dois níveis de deformação, em fase elástica e no instante correspondente ao atingir do critério de rotura no pórtico contraventado.

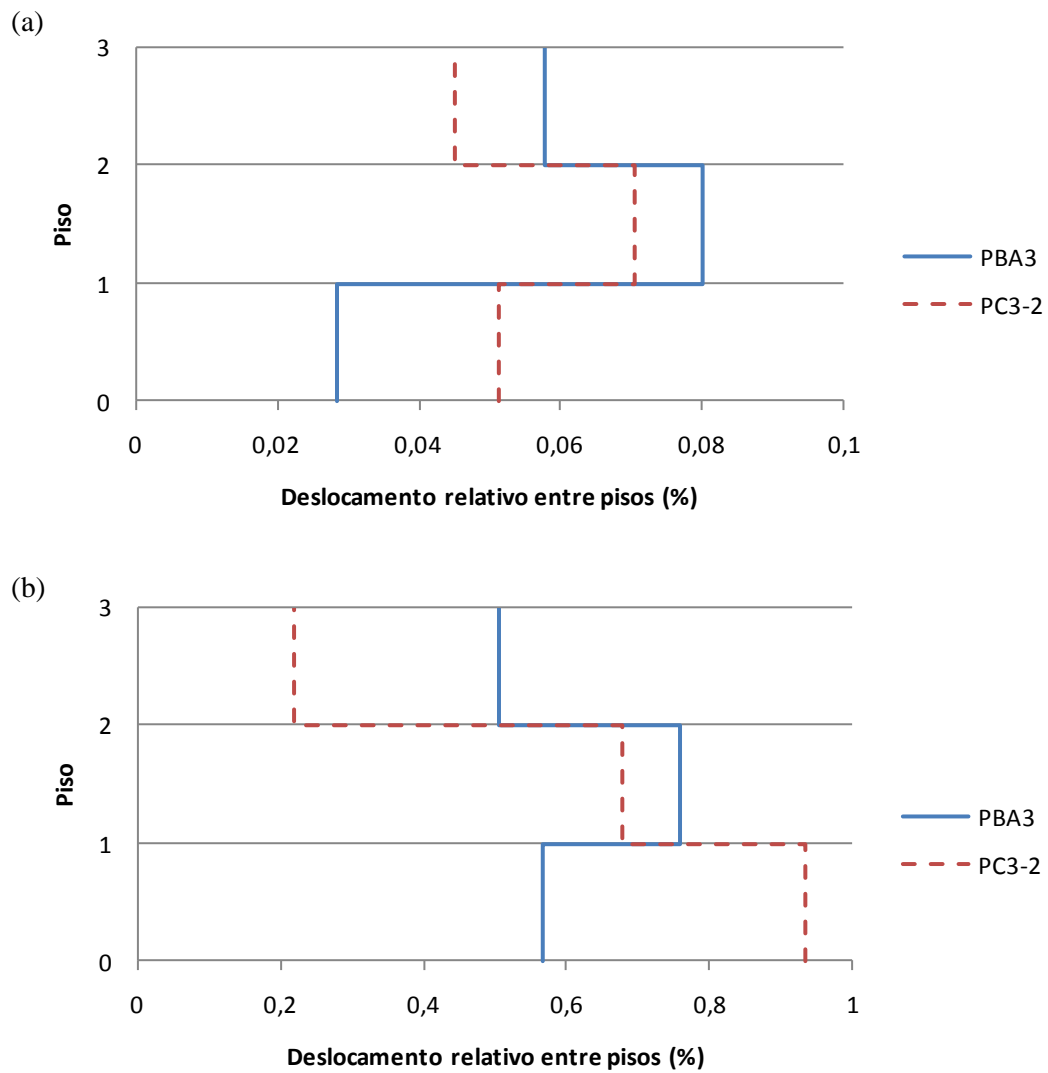


Fig. 5.28. – Deslocamento relativo entre pisos. (a) $\Delta_{control}=0.5\text{cm}$; (b) $\Delta_{control}=5.5\text{cm}$

Os resultados revelam que a introdução do contraventamento gera uma concentração de esforços ao nível do primeiro piso. Este comportamento ajuda a explicar a perda de ductilidade já observada e a fraca capacidade de redistribuição de esforços evidenciada pelo pórtico.

5.3.2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO

À semelhança do que foi efectuado na análise dos pórticos de um piso, procedeu-se ao cálculo do deslocamento alvo para diversos cenários sísmicos para cada um dos modelos. Os resultados são apresentados nas Fig. 5.29 e Fig. 5.30.

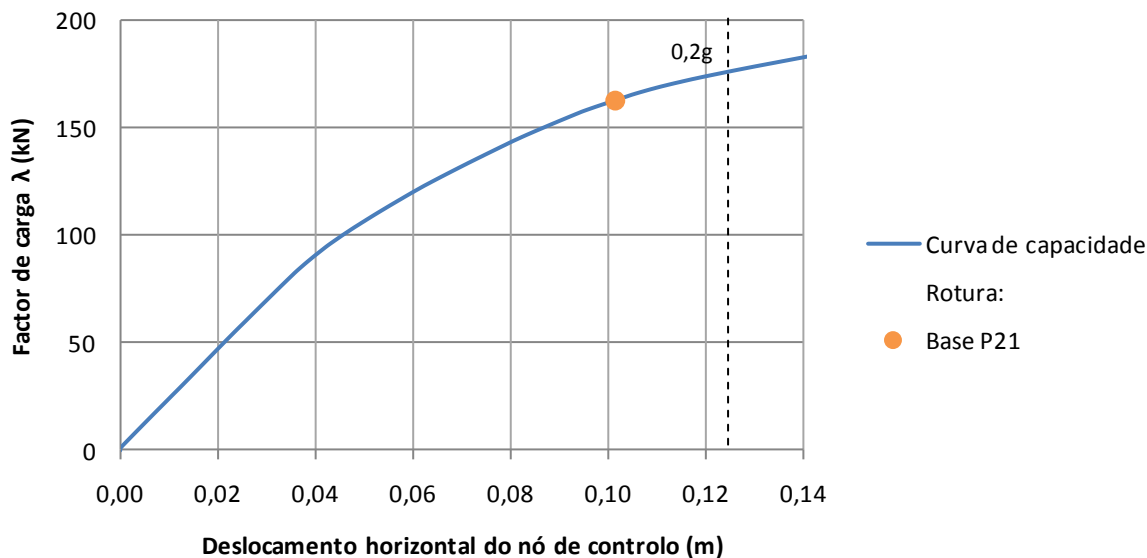


Fig. 5.29. – Estimativa de deslocamento alvo – PBA3.

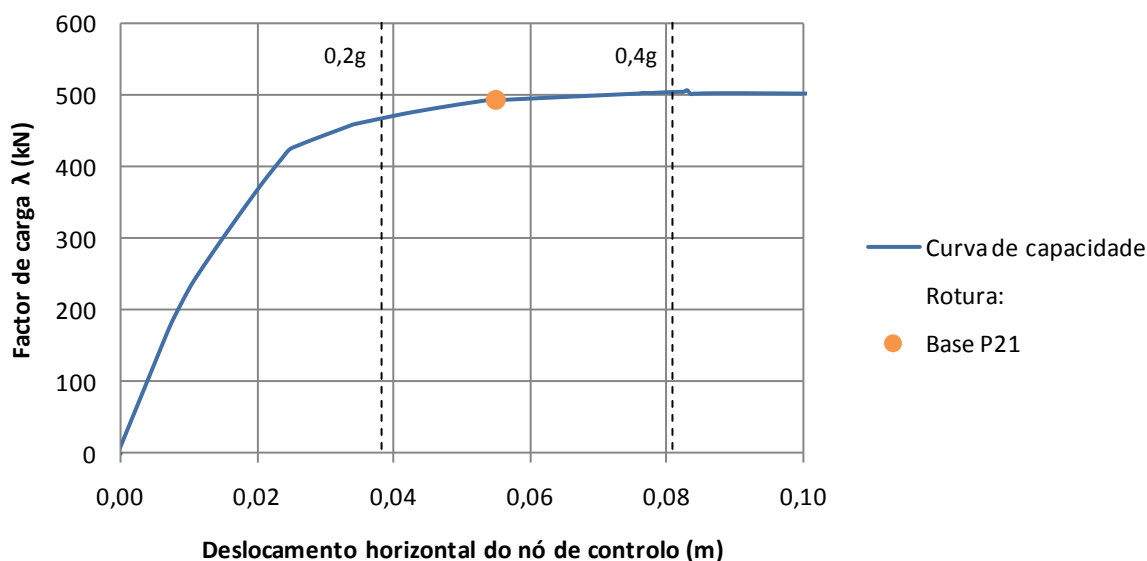


Fig. 5.30. - Estimativa de deslocamento alvo – PC3-2.

Apesar da diminuição da capacidade de deformação da estrutura quando contraventada, o aumento de rigidez provocado pela introdução do sistema de contraventamento reduz significativamente os deslocamentos alvo. Desta forma, à luz do critério de rotura adoptado, um pórtico que originalmente não suportaria um sismo de intensidade 0,2g apresenta um bom desempenho perante este cenário sísmico se reforçado com o sistema de contraventamento.

Na Tabela 5.11 são resumidos os valores associados ao desempenho sísmico dos pórticos PBA3 e PC3-2, os quais poderão ser confrontados com os dados da Tabela 5.12 e Tabela 5.13 onde se apresentam os valores do coeficiente de comportamento e ductilidade associados aos cenários sísmicos analisados.

Tabela 5.11. - Desempenho dos pórticos PBA3 e PC3-2.

Pórtico	$d_{\text{máx}}$ (m)	drift 1º piso (%)	$\mu_{\text{disponível}}$
PBA3	0.101	1.08	1.12
PC3-2	0.055	0.93	1.93

Tabela 5.12. - Exigência sísmica – PBA3.

a_g	q	d_t (m)	$\mu_{\text{requerido}}$	Desempenho
0.2g	1.4	0.125	1.381	X

Tabela 5.13. - Exigência sísmica – PC3-2.

a_g	q	d_t (m)	$\mu_{\text{requerido}}$	Desempenho
0.2g	1.4	0.039	1.38	ok
0.4g	2.7	0.081	2.82	X

Apesar da diferença não ser tão evidente como a observada para os pórticos de um piso, a melhoria no desempenho é ainda assim assinalável. O esbater das diferenças explica-se com base no período de vibração (T) das estruturas e pela forma como estas se posicionam no espectro de resposta. Na situação de um piso ambos os modelos se posicionam no ramo de acelerações constantes, o que fazia com que a maior rigidez do pórtico contraventado não se repercutisse num aumento da exigência sísmica. Por sua vez, na situação de três pisos, o período de vibração do pórtico de betão armado, PBA3, aumenta e afasta-se do ramo de acelerações constantes. Isto implica que pelo facto de ser mais rígido, ao pórtico contraventado, PC3-2, estará associado uma força sísmica de intensidade superior e principalmente o deslocamento alvo deverá ser amplificado.

5.3.3. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE ESBELTEZA DOS PERFIS DO CONTRAVENTAMENTO

Nesta secção será avaliado a influência que a alteração da esbelteza dos perfis tem no desempenho de uma estrutura contraventada com três pisos. Mais uma vez são analisados três níveis de esbelteza adimensional distintos: 2,5, 2 e 1,5. As curvas de capacidade dos pórticos PC3-2.5, PC3-2 e PC3-1.5 podem ser comparadas na Fig. 5.31. A evolução do mecanismo plástico de cada um dos pórticos pode ser observada individualmente nas figuras Fig. 5.32, Fig. 5.33 e Fig. 5.34.

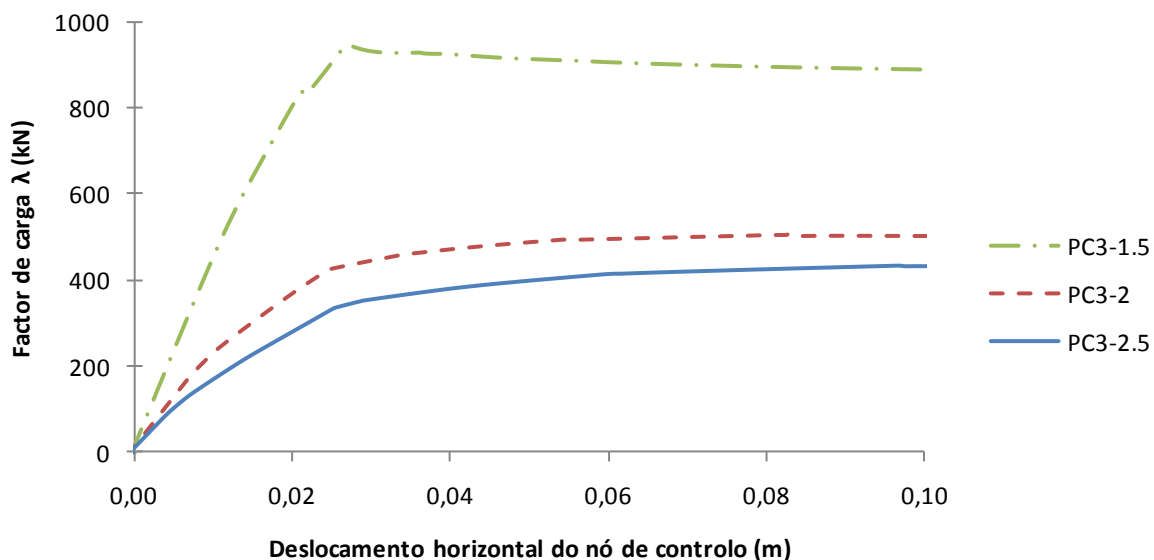


Fig. 5.31. – Curvas de capacidade.

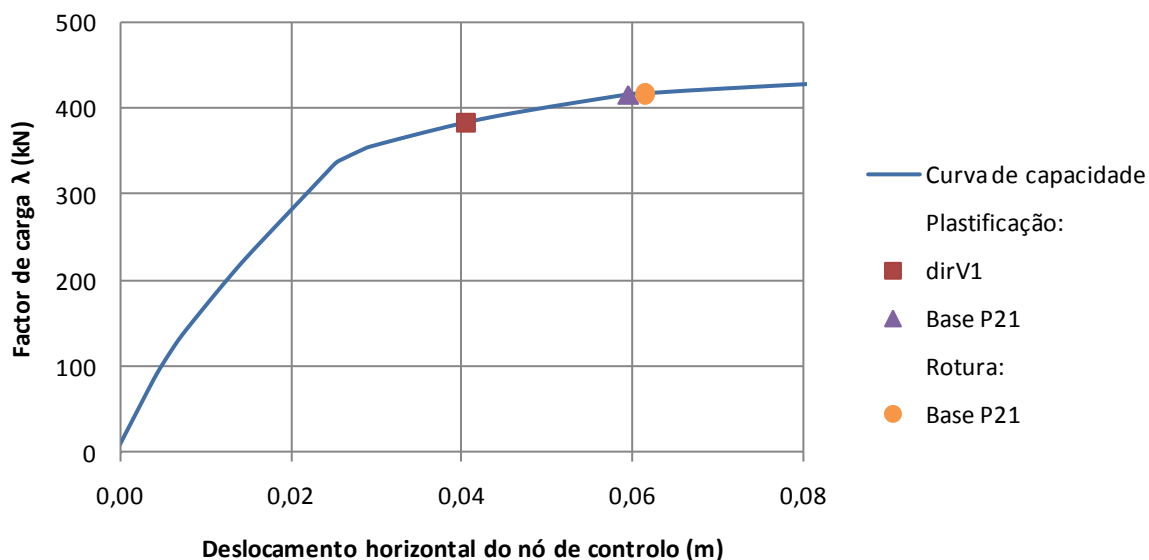


Fig. 5.32. – Curva de capacidade – PC3-2.5.

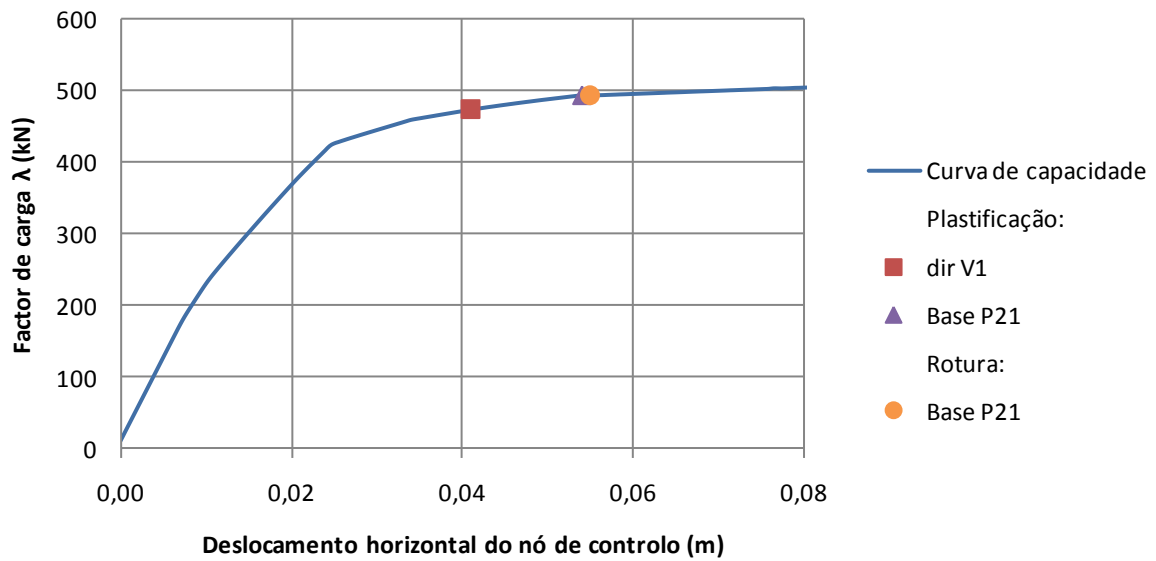


Fig. 5.33. - Curva de capacidade – PC3-2.

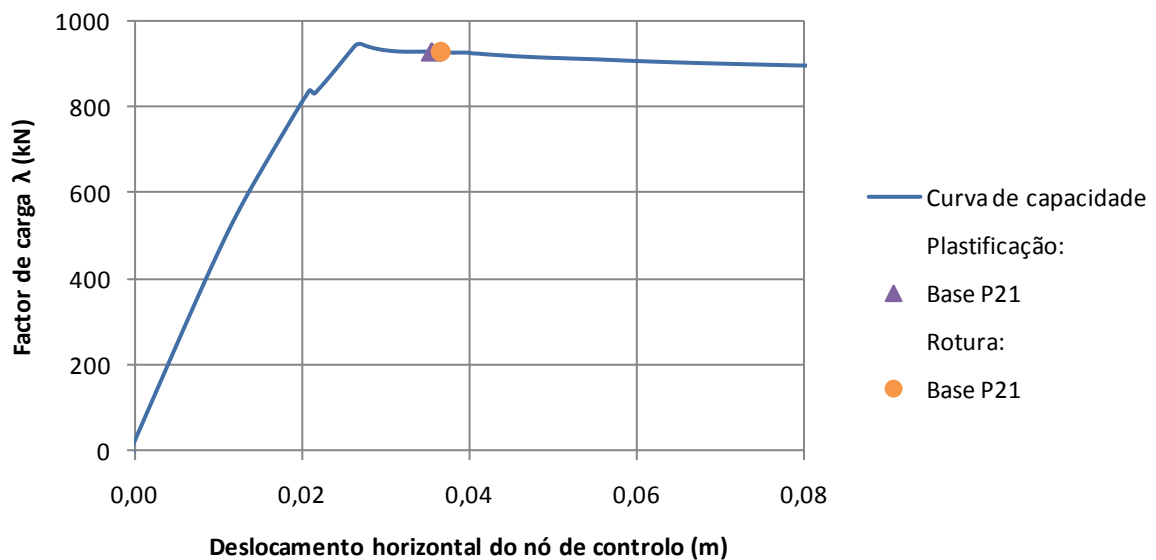


Fig. 5.34. - Curva de capacidade – PC3-1.5.

As figuras evidenciam duas grandes diferenças relativamente ao que se verificou para os pórticos de um piso analisados em 5.2.3. A primeira grande diferença prende-se com a capacidade de deformação dos pórticos, capacidade essa que não se alterava independentemente do nível de esbelteza adoptado para os perfis metálicos, e que não se mantém nos pórticos de três pisos. Os gráficos mostram que a capacidade de deformação diminui com a diminuição da esbelteza do contraventamento. Outro fenómeno que se destaca é a sobrecarga de esforço axial que se faz sentir na secção correspondente à base do pilar P21. Esta secção plastifica e esgota a sua capacidade resistente quase instantaneamente sem que praticamente se verifique a formação de rótulas plásticas noutras secções do pórtico. Nos pórticos PC3-2.5 e PC3-2 a extremidade direita da viga V1 plastifica, enquanto no modelo PC3-1.5 a base do pilar P21 é mesmo a única secção a entrar em cedência.

Nas Fig. 5.35, Fig. 5.36 e Fig. 5.37 apresentam-se os deslocamentos relativos entre pisos para os vários pórticos estudados. A análise é realizada para quatro instantes distintos. Na Fig. 5.35 compara-se o deslocamento relativo entre pisos para um nível de deslocamento reduzido em que as estruturas ainda se encontram em regime praticamente elástico. A Fig. 5.36 está associada ao deslocamento do nó de controlo para o qual o pórtico PC3-1.5 atinge o critério de rotura. Finalmente na Fig. 5.37 apresentam-se os valores do deslocamento relativo entre pisos para o instante em que o pórtico PC3-2 atinge o critério de rotura.

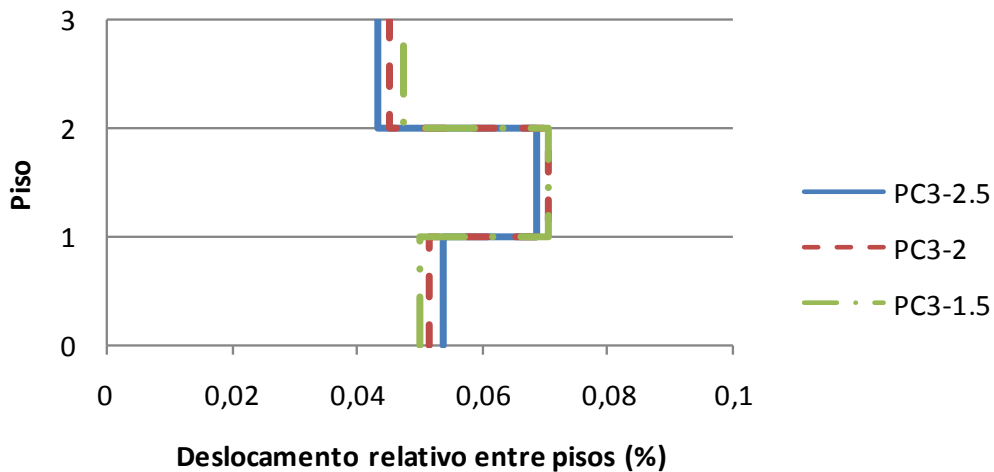


Fig. 5.35. – Deslocamento entre pisos - $\Delta_{\text{controlado}}=0.005$ m.

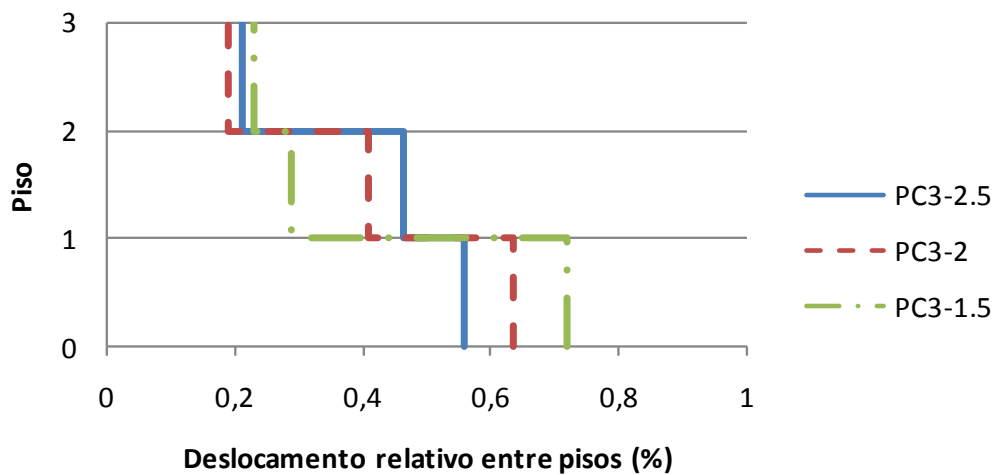


Fig. 5.36. – Deslocamento entre pisos - $\Delta_{\text{controlado}}=0.055$ m.

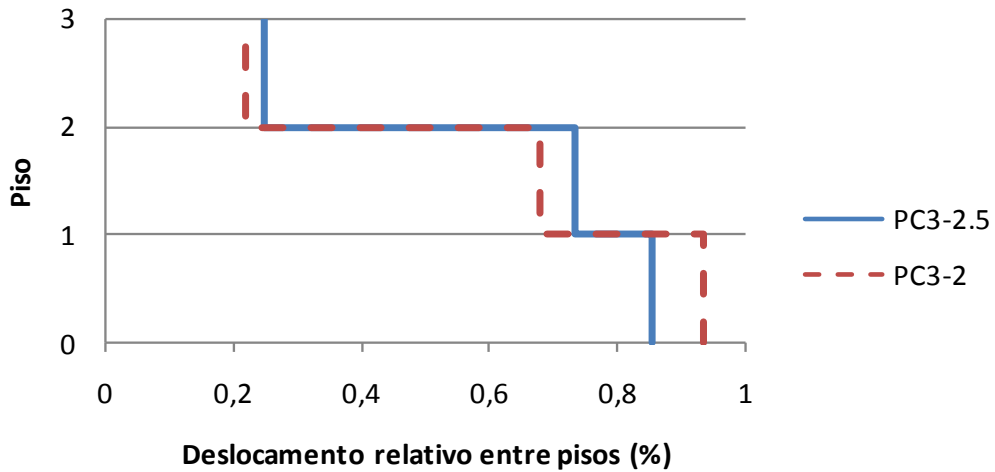


Fig. 5.37. - Deslocamento entre pisos - $\Delta_{\text{controlo}}=0.061$ m.

Os resultados confirmam que a presença do sistema de contraventamento se repercute numa concentração de esforços ao nível do primeiro piso. Os valores demonstram ainda que essa concentração é tanto maior quanto menor for a esbelteza dos elementos do contraventamento.

No seguimento da análise anterior, com o intuito de compreender a perda de capacidade de deformação que se constata com o aumento da robustez dos perfis avaliou-se a variação do esforço axial nos pilares do primeiro piso, P11 e P21, em função do deslocamento do nó de controlo. Os resultados são apresentados nas Fig. 5.38 e Fig. 5.39.

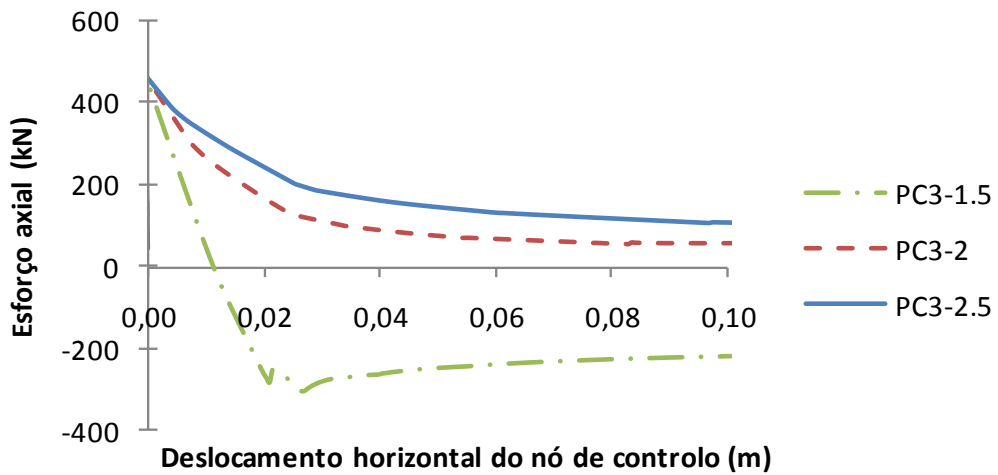


Fig. 5.38. – Esforço axial – P11.

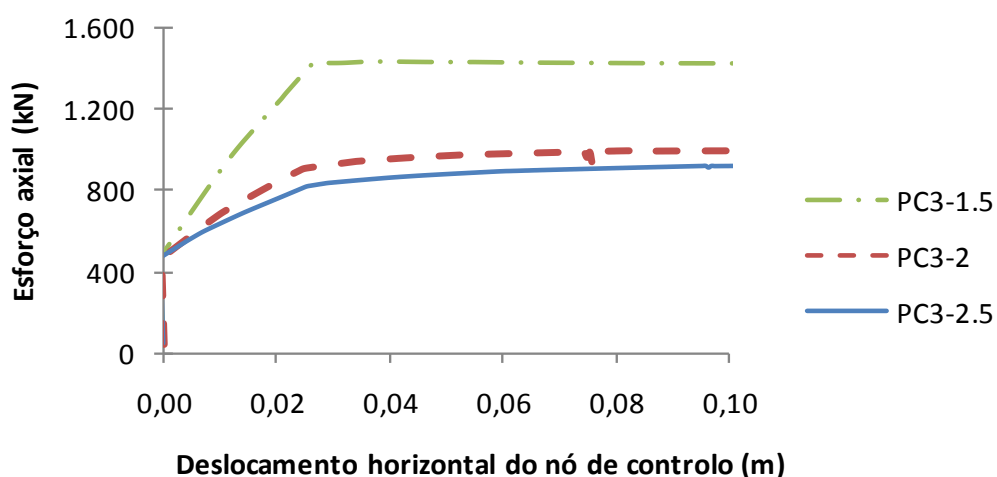


Fig. 5.39. – Esforço axial – P21.

A Fig. 5.39 evidencia um aumento do nível de esforço axial em P21 com a diminuição da esbelteza dos perfis metálicos, permitindo traçar um paralelismo entre o nível de esforço axial induzido pelo contraventamento e a ductilidade da estrutura. O nível de esforço axial nos pórticos PC3-2.5 e PC3-2 é idêntico, sendo também semelhante o deslocamento de topo associado à rotura. Por sua vez para o modelo PC3-1.5 o esforço axial é muito superior ao verificado nos restantes pórticos, reflectindo-se este factor num nível de deformação associado à rotura bastante inferior. Nas Tabela 5.14 e Tabela 5.15 apresentam-se os valores relativos à plastificação e rotura da secção da base do pilar P21 para as diferentes soluções de contraventamento.

Tabela 5.14. – Plastificação da secção base do pilar P21.

Pórtico	M (kN.m)	Curvatura Φ	N/N_{Rd}	$\Delta_{controlo}$ (m)	drift 1º piso (%)
PBA3	178.0	-0.0236	0.27	0.088	0.92
PC3-2.5	195.3	-0.0212	0.40	0.059	0.92
PC3-2	196.1	-0.023	0.43	0.054	0.91
PC3-1.5	168.5	-0.020	0.64	0.036	0.67

Tabela 5.15. – Rotura da secção base do pilar P21.

Pórtico	M (kN.m)	N/N_{Rd}	$\Delta_{controlo}$ (m)	drift 1º piso (%)
PBA3	182.4	0.27	0.101	1.08
PC3-2.5	191.2	0.40	0.061	0.96
PC3-2	191.4	0.43	0.055	0.93
PC3-1.5	166.5	0.64	0.037	0.7

Os valores apresentados nas tabelas revelam níveis de esforço axial reduzido bastante elevados, justificando-se desta forma a perda de ductilidade da secção de betão armado.

Nas Fig. 5.40, Fig. 5.41 e Fig. 5.42 apresenta-se a estimativa de deslocamento alvo para os pórticos em análise. As diferenças face aos resultados obtidos nos pórticos de 1 piso são assinaláveis.

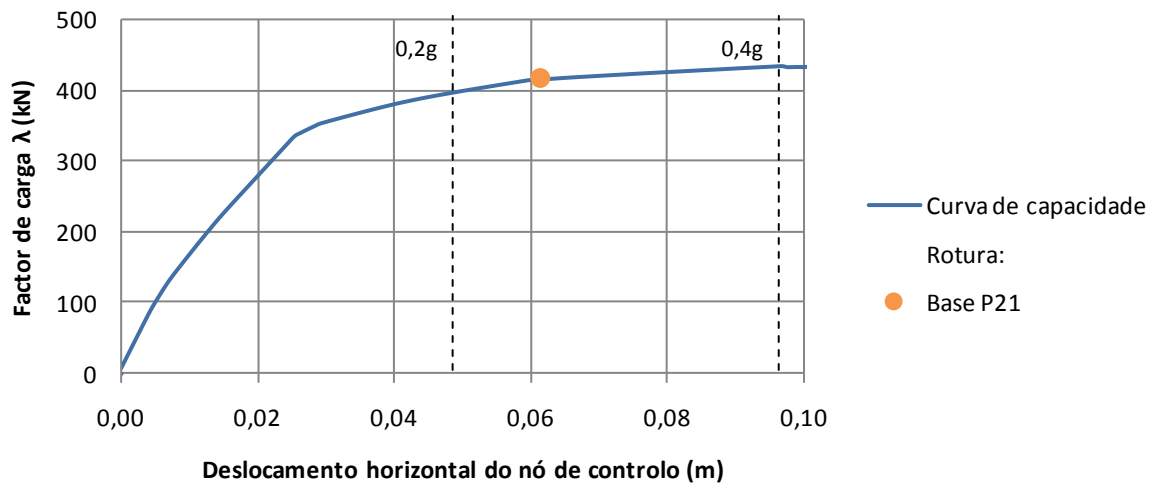


Fig. 5.40. – Estimativa do deslocamento alvo – PC3-2.5.

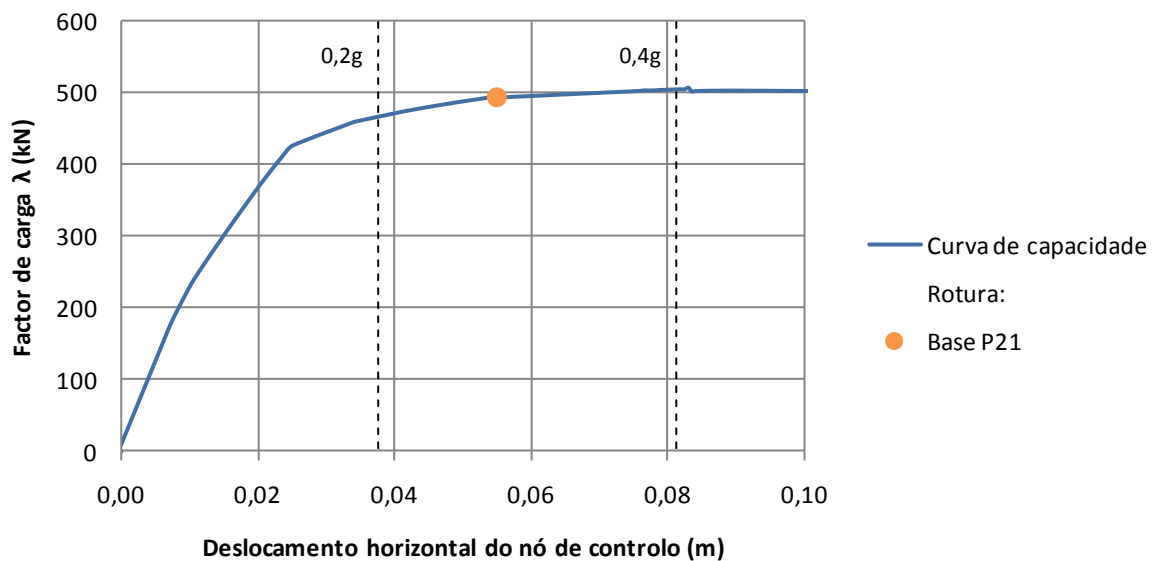


Fig. 5.41. - Estimativa do deslocamento alvo – PC3-2.

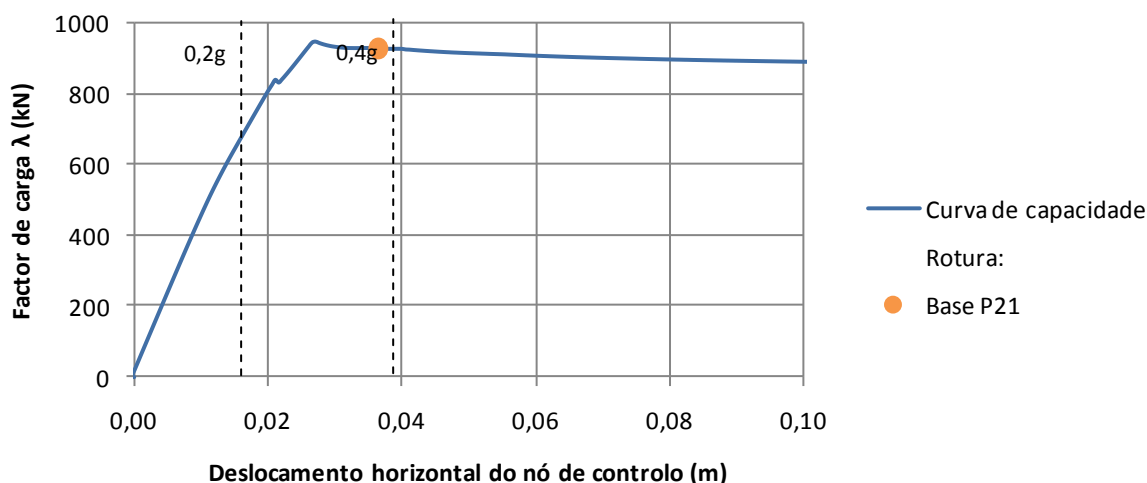


Fig. 5.42. - Estimativa do deslocamento alvo – PC3-1.5.

Os resultados demonstram que apesar das melhorias de desempenho com a diminuição da esbelteza do contraventamento, as diferenças não são vincadas como as que se verificaram nos pórticos de um piso. A concentração de esforços crescente que se observa com o aumento da robustez dos perfis, bem patente nas Fig. 5.36, Fig. 5.37, Fig. 5.38 e Fig. 5.39, degrada o betão armado fazendo com que o desempenho sísmico não seja proporcional ao aumento de rigidez e resistência da estrutura.

Nas Tabela 5.16, Tabela 5.17, Tabela 5.18 e Tabela 5.19, apresentam-se os valores correspondentes à capacidade sísmica de cada um dos pórticos bem como os valores correspondentes à exigência sísmica associada a cada um dos cenários analisados, 0,2g e 0,4g.

Tabela 5.16. – Desempenho sísmico.

Pórtico	T (s)	d _{máx} (m)	drift _{1ºpiso} (%)	μ _{disponível}
PBA3	1.39	0.101	1.08	1.12
PC3-2.5	0.54	0.061	0.96	1.88
PC3-2	0.46	0.055	0.93	1.93
PC3-1.5	0.30	0.037	0.70	1.63

Tabela 5.17. – Exigência sísmica – PC3-2.5.

a _g	q	d _t (m)	μ _{requerido}	Desempenho
0.2g	1.5	0.049	1.48	ok
0.4g	3	0.097	2.96	X

Tabela 5.18. – Exigência sísmica – PC3-2.

a_g	q	d_t (m)	$\mu_{requerido}$	Desempenho
0.2g	1.4	0.039	1.38	ok
0.4g	2.7	0.081	2.82	X

Tabela 5.19. – Exigência sísmica – PC3-1.5.

a_g	q	d_t (m)	$\mu_{requerido}$	Desempenho
0.2g	0.8	0.016	-	ok
0.4g	1.5	0.039	1.74	X

Os resultados alertam para o impacto que o sistema de contraventamento pode ter no pórtico de betão armado. Apesar do aumento da secção dos perfis proporcionar um aumento da capacidade resistente e da rigidez, o incremento de esforço axial nos pilares pode reduzir drasticamente o nível de ductilidade local. Os valores da Tabela 5.16 mostram que a ductilidade disponível no pórtico PC3-1.5, é inferior à observada para os pórticos PC3-2 e PC3-2.5, diferença esta que se agravaria se a esbelteza dos perfis fosse ainda maior. Apesar da sobrecarga da estrutura de betão armado, o pórtico PC3-1.5 apresenta ainda assim um nível de ductilidade disponível superior à do pórtico não contraventado PBA3.

A análise revela que com o nível de conhecimento actual, com a ausência de disposições construtivas específicas para este tipo de estrutura fazer um dimensionamento baseado em forças com utilização de coeficientes de comportamento poderá ser problemático, uma vez que a capacidade resistente não é proporcional ao desempenho da estrutura. Os resultados demonstram também que, para estruturas de betão armado contraventadas com elementos metálicos, assumir níveis de drift como critério de desempenho ou rotura poderá revelar-se desastroso. A análise alerta desta maneira para a importância de um balizamento dos valores de esbelteza passíveis de serem utilizados, à semelhança do que acontece para os pórticos metálicos contraventados.

Combinar o sistema de contraventamento metálico com medidas de reforço ao nível das secções críticas de betão armado poderá ser uma solução viável como medida para incrementar a capacidade de deformação do pórtico.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

As análises realizadas neste trabalho permitem retirar algumas conclusões importantes relativas ao comportamento sísmico de estruturas de betão armado reforçadas com contraventamentos metálicos.

A resistência lateral e a rigidez dos edifícios de betão armado aumentam claramente quando reforçados com um sistema de contraventamento metálico. As melhorias são visíveis mesmo em situações em que os elementos metálicos apresentam esbelteza elevada.

O forte incremento de rigidez que se verifica com a inclusão de um sistema de contraventamento permite reduzir significativamente o deslocamento lateral máximo da estrutura durante um evento sísmico.

A ductilidade das secções do pórtico de betão armado diminui com a inclusão do sistema de contraventamento na estrutura. Este efeito deve-se ao aumento significativo do nível de esforço axial instalado nos pilares provocado pelas diagonais metálicas. A perda é tanto maior quanto mais robustos forem os perfis metálicos utilizados. Combinar o contraventamento com medidas de reforço ao nível das secções críticas de betão armado, nomeadamente o encamisamento, poderá constituir uma boa solução de reforço.

Apesar da perda de ductilidade local que se observa nas secções de betão armado, os resultados demonstram um aumento da capacidade dúctil global da estrutura devido à dissipação de energia que ocorre nos elementos de contraventamento. A forte diminuição do deslocamento de cedência da estrutura quando contraventada contribui significativamente para o referido aumento da ductilidade.

Os resultados da análise de pórticos de três pisos contraventados revelam uma redução do deslocamento lateral estrutura associado à rotura. Apesar desta redução, provocada pela perda já mencionada de ductilidade nas secções de betão armado, o aumento significativo da rigidez que se verifica nas estruturas contraventadas traduz-se numa melhoria clara no seu desempenho sísmico.

Os resultados demonstram que a resposta estrutural é controlada pelo sistema de contraventamento, tendo o betão como principal função “acomodar” os esforços induzidos pela presença dos elementos metálicos. A rigidez secante da estrutura híbrida é função da carga crítica de encurvadura das diagonais do sistema de contraventamento, enquanto a capacidade resistente última depende em grande medida da resistência plástica dos perfis.

Devido às fortes alterações da resposta estrutural, a melhoria no desempenho sísmico poderá não ser, para determinados níveis de esbelteza dos elementos metálicos, proporcional ao aumento da resistência lateral da estrutura. Por este motivo, o dimensionamento sísmico deste tipo de estruturas deverá ser efectuado numa perspectiva de controlo de deformação e não com base numa metodologia de forças baseada na utilização de coeficientes de comportamento.

O estudo da deformação lateral dos pórticos contraventados de três pisos, quando sujeitos a um carregamento lateral, revela uma concentração de esforços significativa ao nível do primeiro piso.

Desta forma, efectuar controlo de deformação em estruturas porticadas de betão armado reforçadas com sistemas de contraventamento metálico com base em valores limite de *drift* deverá ser evitado, uma vez que o *drift* associado à rotura varia em função da esbelteza do contraventamento.

6.2.RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O estudo apresentado nesta dissertação permitiu reunir um conjunto de informações e retirar uma série de conclusões relevantes acerca das potencialidades e especificidades do reforço de estruturas porticadas de betão armado com contraventamentos metálicos. Dado o âmbito limitado das análises efectuadas nesta tese, aconselha-se prudência na extrapolação das conclusões obtidas para casos reais, devendo os resultados ser encarados apenas como indicativos. Nos parágrafos seguintes indicam-se sugestões para desenvolvimentos futuros nesta área que se apresenta como promissora.

De forma a garantir maior rigor na modelação das estruturas deverão ser ensaiados modelos experimentais de um piso com vista à validação dos modelos numéricos. As estruturas a ensaiar deverão contemplar situações de reforço assim como situações em que a opção pela inclusão de um sistema de contraventamento metálico é tomada em fase de concepção e dimensionamento, uma vez que a rigidez das ligações será certamente distinta.

Aconselha-se a realização de análises dinâmicas não-lineares por forma a avaliar a real capacidade de dissipação energética dos elementos metálicos do contraventamento.

Seguindo a filosofia de avaliação de desempenho sísmico adoptada neste trabalho, os estudos deverão ser alargados a estruturas com maior número de pisos, podendo testar-se simultaneamente variações das secções metálicas em altura.

Dada a grande influência da esbelteza dos contraventamentos metálicos no estado de tensão da estrutura, deverão ser estabelecidos limites de esbelteza tal como acontece no Eurocódigo 8 relativamente às estruturas metálicas.

Finalmente, a investigação nesta área poderá também estender-se a outras tipologias de contraventamento metálico.

Bibliografia

1. **EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.** *Design of structures for earthquake resistance: General rules, seismic actions and rules for building, EN 1998-1, Eurocode 8, Part 1.* December 2004.
2. **Aydin E, Boduroglu MH.** Optimal placement of steel diagonal braces for upgrading the seismic capacity of existing structures and its comparison with optimal dampers. *Journal of Constructional Steel Research.* 2008, Vol. 64, pp. 72-86.
3. **Maheri MR, Kousari R, Razazan M.** Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames. *Engineering Structures.* 2003, Vol. 25, pp. 1697-1705.
4. **Maheri MR, Sahebi A.** Use of steel bracing in reinforced concrete frames. *Engineering Structures.* 1997, Vol. 19, pp. 1018-1024.
5. **Abou-Elfath H, Ghobarah A.** Behaviour of reinforced concrete frames rehabilitated with concentric steel bracing. *Canadian J Civ Eng.* 2000, Vol. 27, pp. 433-444.
6. **Badoux M, Jirsa JO.** Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting. *Journal of Structural Engineering.* 1990, Vol. 116, pp. 55-74.
7. **Bush TD, Jones EA, Jirsa JO.** Behavior of RC frame strengthened using structural steel bracing. *Journal of Structural Engineering.* 1991, Vol. 117, pp. 1115-1126.
8. **Maheri MR, Hadjipour A.** Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame. *Engineering Structures.* 2003, Vol. 25, pp. 1707-1714.
9. *Experimental investigation of steel-braced reinforced concrete frames.* **Maheri MR, Sahebi A.** Proceedings of 2nd International Conference on Seismology and Earthquake Engineering : s.n., 1995.
10. **Maheri MR, Ghaffarzadeh H.** Connection overstrength in steel-braced RC frames. *Engineering Structures.* 2008, Vol. 30, pp. 1938-1948.
11. **Ghobarah A, Abou-Elfath H.** Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing. *Engineering Structures.* 2001, Vol. 23, pp. 745-755.
12. **TD, Bush.** *Seismic strengthening of a reinforced concrete frame, Ph.D. thesis.* Texas : The University of Austin, 1987.
13. **Youssef MA, Ghaffarzadeh H, Nehdi M.** Seismic Performance of RC frames with concentric internal steel bracing. *Engineering Structures.* 2007, Vol. 29, pp. 1561-1568.
14. **Pincheira JA, Jirsa JO.** Seismic response of RC frames retrofitted with steel braces or walls. *Journal of Structural Engineering.* 1995, Vol. 121, pp. 1225-1235.
15. **Maheri MR, Akbari R.** Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings. *Engineering Structures.* 2003, Vol. 25, pp. 1505-1513.
16. **Romão, Xavier das Neves.** *Novos Modelos de Dimensionamento Sísmico de Estruturas.* 2002.
17. **Bursi, Oreste S.** *Corso di Laurea in Ingegneria Civile - Le progettazioni sismiche delle strutture.* 2008.
18. **Bursi, Oreste S.** *Corso di Laurea in Ingegneria Civi - Fundamentals of Earthquake Engineering.* 2008.

19. **Theodore L. Karavasilis, Nikitas Bazeos and Dimitri Beskos.** Behavior Factor for Performance-Based Design of Plane Steel Moment Resisting Frames. *Journal of Earthquake Engineering*. 2007, Vol. 11, pp. 531-559.
20. **Uang, Chia-Ming.** Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*. 1991, Vol. 117, pp. 19-28.
21. **Castro, José Miguel.** *Seismic Behaviour of Composite Moment-Resisting Frames*. 2006.
22. **FEMA 356 (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY) - PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.** November 2000.
23. **OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation.** Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
24. **EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.** *Actions on structures: Densities, self-weight and imposed loads for buildings, EN 1991-1-1, Eurocode 1, Part 1-1.*
25. **EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.** *Design of concrete structures: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1, Eurocode 2, Part 1-1.*
26. **Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al.** *OpenSees Command Language Manual, July 2007.*
27. **Thomas Paulay, M. J. N. Priestley.** *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. 1992.
28. *Experimental study of new seismic strengthening method for existing RC structure. In: Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam. p. 5193-8.* **Tagawa Y, Aoki H, Huang T, Masuda H.** 1992.
29. **Chopra, Anil K.** *Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 1995.
30. **Bartera F, Giacchetti.** Steel dissipating braces for upgrading existing building frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004.