

ESTUDO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS CORRENTES DE BETÃO ARMADO COM LAJES FUNGIFORMES E PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

JOSÉ PEDRO DE MOURA MARTINS

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

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Coorientador: Professor Doutor Mário Jorge Seixas Pimentel

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

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 - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

*Para ser grande, sê inteiro: nada
Teu exagera ou exclui*

*Sê todo em cada coisa. Põe quanto és
No mínimo que fazes*

*Assim em cada lago a lua toda
Brilha, porque alta vive
Ricardo Reis*

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Nelson Vila Pouca, pelo apoio prestado, pela simpatia e disponibilidade que revelou, bem como pela sua facilidade e clareza de transmissão de conhecimentos que demonstrou, inicialmente nas aulas de Estruturas de Betão, e que perdurou ao longo deste semestre.

Aos Professores Mário Pimentel, meu coorientador, Miguel Castro, António Viana da Fonseca, Pedro Pacheco, José Amorim Faria, entre outros, pelos métodos de ensino que praticaram nas suas aulas, e que tornaram mais fácil a aprendizagem das matérias ensinadas.

Aos meus amigos da Faculdade por todas as aulas, festas, e, no geral, companheirismo que demonstraram ao longo destes anos. Em particular, ao Pedro Gomes pela disponibilidade para me aturar em vários pedidos desde apontamentos ao cartão de sócio do FCP, ao Hugo Teixeira por todas as Queimas e Arraiais, ao Pedro Oliveira pelo trabalho de equipa realizado nestes últimos anos e, também, ao Paulo Rocha pelas largas “discussões” construtivas que tivemos. Apesar de apenas nos termos conhecido devido à Faculdade, a nossa amizade seguramente continuará ao longo das nossas vidas.

Aos meus amigos da Régua por me acompanharem durante um período da vida onde tudo foi bonito e fácil. Para muitos de vós, já são mais de 15 anos desde que nos conhecemos e, seguramente, que isso perdurará por muito mais tempo.

Ao meu irmão, o meu maior e melhor amigo, por todas as risadas e parvoíces que partilhamos ao longo destes anos, e por estar sempre disponível para me aturar de todas as vezes que o arreliei.

Finalmente, aos meus pais, Francisca e José, pelo seu incondicional apoio em todas as decisões que tomei e pelos sacrifícios que realizaram ao longo destes anos, e que permitiram que este trabalho final pudesse ser realizado.

RESUMO

A implementação do EC8 na regulamentação sísmica portuguesa trouxe novos conceitos de projecto, que alteraram o processo de dimensionamento sísmico em Portugal. A principal inovação introduzida passou pela criação do conceito de elementos sísmicos primários e secundários. A simplificação esperada com a introdução dessa inovação não atingiu completamente esse objectivo, em parte devido à falta de disposições concretas que permitam abordar o dimensionamento sísmico de um modo eficiente.

Um dos objectivos deste trabalho passou pela análise, numa fase inicial, dos problemas e consequências causados pela introdução desses conceitos no dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado, no contexto específico de edifícios contendo lajes fungiformes. Foram abordados os problemas de dimensionamento destas tipologias estruturais, desde há algumas décadas bastante utilizadas pelas vantagens que apresentam, devido à falta de disposições aplicáveis ao seu dimensionamento, e as opções tomadas para contornar esse obstáculo no processo de dimensionamento.

O objectivo seguinte passou pela análise do código estrutural ACI 318-14, devido ao maior contexto dado por este no caso concreto do dimensionamento sísmico para lajes fungiformes. Será abordado o processo de cálculo sísmico geral, desde a definição da acção sísmica, até às disposições de projecto para o caso particular das lajes fungiformes, acompanhadas por um levantamento dos trabalhos de investigação que estiveram na sua origem. Por fim, serão efectuadas comparações e análises paramétricas aos modelos de punçoamento constantes nos dois códigos estruturais, bem como um enquadramento da acção sísmica portuguesa naquela pelo ACI considerada.

Estas análises serviram de base ao objectivo principal desta dissertação: a concepção e análise do comportamento sísmico de edifícios correntes de betão armado idealizados contendo lajes fungiformes e paredes de contraventamento. Para tal foram concebidos modelos idealizados de edifícios com diferentes tipologias resistentes aos sismos com 4 e 10 pisos. O comportamento sísmico desses edifícios foi estudado através da análise de vários parâmetros de resposta. Posteriormente foi também analisada a questão do dimensionamento da ligação pilar-laje aplicando os critérios existentes no EC8, onde aplicável e os critérios do ACI, dando particular ênfase às questões da flexão e do punçoamento nas lajes fungiformes.

PALAVRAS-CHAVE: Laje Fungiforme, Dimensionamento Sísmico, Eurocódigo 8, ACI 318-14, Elementos Sísmicos Primários, Elementos Sísmicos Secundários; Ligação Pilar-Laje, Ductilidade, Edifícios Correntes

ABSTRACT

The implementation of the EC8 into the portuguese seismic regulation brought new design concepts, which altered the seismic design process in Portugal. The main innovation introduced was the creation of the concept of primary and secondary seismic elements. The expected simplification with this innovation was not achieved, mainly because of the lack of clarity and design provisions present in EC8 for some specific situations.

One of the objectives of this work was to analyze, at an early stage, the problems caused by the introduction of these concepts in the seismic design of reinforced concrete buildings, in the specific context of buildings containing flat slabs. The problems of designing these structural typologies were investigated, due to a large increase in their use in recent years, because of the lack of provisions applicable to their design, as well as the options taken to overcome this obstacle in the design process. The next objective was the analysis of the structural code ACI 318-14, due to the greater context given by it in the concrete case of seismic design for flat slabs, when compared to the EC8.

For this purpose, parametric comparisons and analyses were performed on the two-way shear models in both structural codes, as well as establishing a framework reference between the Portuguese seismic action and that considered in the ACI. These analyses served as a basis for the main objective of this work: the design and analysis of the seismic behavior of conventional concrete reinforced concrete buildings containing flat slabs and bracing walls. For this purpose, buildings with different typologies resistant to earthquakes, with 4 and 10 floors were designed. The seismic behavior of these buildings was studied through the evaluation of several response parameters. Subsequently, the question of the design of the column-slab connection through the EC8 was investigated, where applicable, as well as the ACI criteria, with emphasis on the flexure and two-way shear issues in flat slabs.

KEYWORDS: Flat Slab, Seismic Design, Eurocode 8, ACI 318-14, Primary Seismic Elements, Secondary Seismic Elements, Slab-Column Connection, Ductility, RC Buildings

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
ÍNDICE DE TABELAS	XIV
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. PREÂMBULO.....	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2 ASPECTOS REGULAMENTARES DOS EUROCÓDIGOS 2 E 8.....	5
2.1 ENQUADRAMENTO GERAL.....	5
2.2 REQUISITOS DE DESEMPENHO DO EUROCÓDIGO 8.....	5
2.3 ACÇÃO SÍSMICA DO EUROCÓDIGO 8	5
2.3.1 TIPOS DE TERRENO.....	6
2.3.2 ZONAS SÍSMICAS.....	7
2.3.3 CLASSES DE IMPORTÂNCIA	8
2.3.4 CLASSES DE DUCTILIDADE.....	8
2.3.5 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	10
2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL.....	13
2.5 ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS	14
2.5.1 REGRAS DE ESCOLHA DE ELEMENTOS SÍSMICOS SECUNDÁRIOS	14
2.5.2 DISPOSIÇÕES DE PROJECTO PARA ELEMENTOS SECUNDÁRIOS	16
2.5.3 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS SÍSMICOS SECUNDÁRIOS.....	17
2.6 MODELO DE VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO DO EC2.....	19
2.6.1 TENSÃO DE PUNÇOAMENTO ACTUANTE	19
2.6.2 PERÍMETROS DE CONTROLO DE REFERÊNCIA	19
2.6.3 CARGAS DE PUNÇOAMENTO EXCÊNTRICAS.....	20
2.6.4 VERIFICAÇÃO DE TENSÃO NA FACE DO PILAR	21

2.6.5 VERIFICAÇÃO NO PERÍMETRO DE CONTROLO	21
--------------------------------------------------	----

3 ASPECTOS REGULAMENTARES DO ASCE/SEI 7-10 E DO ACI 318-14 23

3.1 INTRODUÇÃO 23

3.2 DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA 23

3.2.1 TIPOS DE TERRENO..... 23

3.2.2 ESPECTROS DE CÁLCULO DA ACÇÃO SÍSMICA 24

3.2.3 CATEGORIAS DE RISCO 26

3.3 SEISMIC DESIGN CATEGORY (SDC)..... 27

3.4 ESCOLHA DE SISTEMAS ESTRUTURAIS RESISTENTES AOS SISMOS..... 28

3.5 COEFICIENTES DE PROJECTO SÍSMICO 30

3.5.1 RESPONSE MODIFICATION FACTOR (R) 30

3.5.2 DEFLECTION AMPLIFICATION FACTOR (C_D)..... 32

3.5.3 STRUCTURAL OVERSTRENGTH FACTOR (Ω_o) 32

3.6 PROJECTO DE ESTRUTURAS RESISTENTES AOS SISMOS SEGUNDO O ACI 318-14..... 33

3.6.1 COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR-LAJE FUNGIFORME SUJEITA A ACÇÕES HORIZONTAIS CÍCLICAS 33

3.6.2 COMBINAÇÕES DE CARGAS CONSIDERADAS 36

3.6.3 MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL 37

3.6.4 DISPOSIÇÕES ESPECÍFICAS PARA LIGAÇÕES PILAR-LAJE FUNGIFORME..... 37

3.6.4.1 Disposições de projecto para ligações pilar-laje como elementos não resistentes ao sismo. 37

3.6.4.2 Disposições de projecto para ligações pilar-laje como elementos resistentes ao sismo..... 39

3.7 MODELO DE VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO DO ACI 318-14 40

3.7.1 PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO DO ACI 318-14 40

3.7.2 SECÇÕES CRÍTICAS DE VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO..... 40

3.7.3 TENSÃO DE PUNÇOAMENTO ACTUANTE 42

3.7.4 RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO SEM ARMADURAS ESPECÍFICAS 43

3.7.5 RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO COM ARMADURAS ESPECÍFICAS 43

3.7.6 LIMITAÇÃO DE TENSÕES NOS MATERIAIS 44

3.7.7 COMPARAÇÃO QUALITATIVA DOS DOIS MODELOS 44

3.8 CONCLUSÃO 45

4 CARACTERIZAÇÃO E ENQUADRAMENTO DOS MODELOS IDEALIZADOS.....	47
4.1 INTRODUÇÃO.....	47
4.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS IDEALIZADOS	47
4.2.1 CRITÉRIOS DE CONCEPÇÃO	47
4.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS EDIFÍCIOS.....	48
4.2.3 MODELAÇÃO ESTRUTURAL	51
4.2.4 ACÇÕES	52
4.2.4.1 Acções gravíticas.....	52
4.2.4.2 Acção sísmica.....	53
4.2.4.3 Enquadramento da Acção Sísmica do EC8 na Acção Sísmica do ASCE/SEI 7-10.....	55
4.3 APLICABILIDADE DO CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES PILAR-LAJE DO ACI... 57	57
4.3.1 COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS CONSIDERADOS DE CARGAS GRAVÍTICAS ACTUANTES.....	58
4.3.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA ENTRE OS MODELOS DE PUNÇOAMENTO DO ACI E DO EC2.....	58
5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS....	61
5.1 INTRODUÇÃO.....	61
5.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO DOS MODELOS IDEALIZADOS	61
5.2.1 MODELO E4A (SISTEMA PORTICADO)	62
5.2.1.1 Análise Modal	62
5.2.1.2 Deslocamentos e <i>drifts máximos</i>	62
5.2.1.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos	63
5.2.2 MODELO E4M (SISTEMA MISTO).....	64
5.2.2.1 Análise Modal	64
5.2.2.2 Deslocamentos e <i>drifts máximos</i>	65
5.2.2.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos	66
5.2.3 MODELO E4P (SISTEMA DE PAREDES)	67
5.2.3.1 Análise modal	67
5.2.3.2 Deslocamentos e <i>drifts máximos</i>	67
5.2.3.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos	68
5.2.4 MODELO E10M (SISTEMA MISTO).....	69
5.2.4.1 Análise modal	69
5.2.4.2 Deslocamentos e <i>drifts máximos</i>	69
5.2.4.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos	70

5.2.5 MODELO E10P (SISTEMA DE PAREDES)	71
5.2.5.1 Análise modal	71
5.2.5.2 Deslocamentos e <i>drifts máximos</i>	72
5.2.5.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos	73
5.3 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES PILAR-LAJE	74
5.3.1 MODELO E4A (SISTEMA PORTICADO)	75
5.3.1.1 Esforços de Dimensionamento.....	75
5.3.1.2 Aplicação do critério de dimensionamento do ACI.....	77
5.3.2 MODELO E4M (SISTEMA MISTO).....	77
5.3.2.1 Esforços de Dimensionamento.....	78
5.3.2.2 Aplicação do critério de dimensionamento do ACI.....	79
5.3.3 MODELO E4P (SISTEMA DE PAREDES)	80
5.3.3.1 Dimensionamento segundo o EC8.....	80
5.3.3.2 Esforços de dimensionamento segundo o ACI	81
5.3.3.3 Aplicação dos critérios de dimensionamento do ACI	83
5.3.4 MODELO E10M (SISTEMA MISTO).....	84
5.3.4.1 Esforços de Dimensionamento.....	84
5.3.4.2 Aplicação do critério de dimensionamento do ACI.....	85
5.3.5 MODELO E10P (SISTEMA DE PAREDES)	86
5.3.5.1 Dimensionamento segundo o EC8.....	86
5.3.5.2 Esforços de dimensionamento segundo o ACI	88
5.3.5.3 Aplicação do critério de dimensionamento do ACI.....	89
5.4 CONCLUSÃO	90
6 CONCLUSÕES	91
6.1 CONCLUSÕES GERAIS	91
6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	92
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
ANEXOS	A1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental: a) Tipo 1; b) Tipo 2 (Eurocódigo 8 ,2010) ..	7
Figura 2.2 - Comparação dos custos de reparação para diferentes escalas de acção sísmica (Sismos e Edifícios, 2008).....	10
Figura 2.3 - Relação deslocamento de topo-força de corte na base (Adaptado de Ferraioli et. al, 2014)	11
Figura 2.4 - Perímetros de controlo de referência para pilares correntes (Eurocódigo 2, 2010)	20
Figura 2.5 - Valores aproximados de β (Eurocódigo 2, 2010)	20
Figura 3.1 - Espectro de cálculo do ASCE/SEI 7-10 (ASCE/SEI 7-10, 2010)	24
Figura 3.2 - Representação gráfica dos coeficientes de projecto sísmico numa relação drift-corte basal (Adaptado de SEAOC Seismology Committee, 2008).....	30
Figura 3.3 - Representação gráfica dos constituintes do factor de sobrerresistência numa relação drift-corte basal (Adaptado de SEAOC Seismology Committee, 2008)	33
Figura 3.4 - Comparação entre a ruptura de punçoamento para cargas estáticas e cíclicas (Adaptado de Kang e Wallace, 2006)	34
Figura 3.5 - Gráficos da relação deslocamento de topo-drift para diferentes rácios de solitação vertical sem armaduras de punçoamento: a) 0,5VRd,c; b) 0,4VRd,c; c) 0,3VRd,c (Adaptado de Almeida e Inácio, 2014).....	35
Figura 3.6 - Gráficos da relação deslocamento de topo-drift para lajes com diferentes disposições de armaduras de punçoamento: a) em cruz; b) radial (Adaptado de Almeida e Inácio, 2014)	35
Figura 3.7 - Linhas de correlação de ensaios efectuados e limite proposto pelo ACI 318-14 (Adaptado de Kang e Wallace, 2006)	36
Figura 3.8 - Representação gráfica do critério para a determinação da necessidade de armadura de punçoamento descrito no ACI 318-14 (Adaptado de ACI 318-14, 2014)	38
Figura 3.9 - Localização da armadura de flexão na laje (Adaptado de ACI 318-14, 2014).....	39
Figura 3.10 - Secções críticas de controlo de punçoamento para pilares interiores com armaduras de punçoamento (Adaptado de ACI 318-14, 2014)	41
Figura 3.11 - Secções críticas de controlo de punçoamento para pilares de bordo com armaduras de punçoamento (Adaptado de ACI 318-14, 2014)	41
Figura 3.12 - Secções críticas de controlo de punçoamento para pilares de canto com armaduras de punçoamento (Adaptado de ACI 318-14, 2014)	42
Figura 3.13 - Distribuição de tensões de punçoamento assumida pelo ACI (Adaptado de ACI 318-14, 2014)	43
Figura 4.1 - Disposição em planta dos elementos estruturais modelo E4A	49
Figura 4.2 - Disposição em planta tipo dos elementos estruturais para os edifícios com paredes de contraventamento.....	49
Figura 4.3 - Modelo de base do caso E4A.....	52
Figura 4.4 - Modelo de base do caso E4P	52
Figura 4.5 - Modelo de base do caso E10P	52
Figura 4.6 - Espectro de cálculo para o modelo E4A ($q=3.9$)	54
Figura 4.7 - Espectros de resposta de cálculo e elástico para os modelos E4P e E10P ($q=3$)	54
Figura 4.8 - Espectro de cálculo dos modelos E4M e E10M ($q=3.6$)	54
Figura 4.9 - Distribuição das SDC do ASCE/SEI 7-10 em Portugal Continental considerando a acção sísmica aplicada aos modelos: a) Acção Tipo 1; b) Acção Tipo 2 (Adaptado de Eurocódigo 8, 2010)	57
Figura 4.10 - Correlação entre os modelos de punçoamento para o EC2 e ACI	60
Figura 4.11 - Gráfico comparativo dos critérios de dimensionamento das ligações pilar-laje para o ACI e para o EC2	60
Figura 5.1 - Gráficos de drifts (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E4A.....	62
Figura 5.2 - Verificação do critério de limitação de danos do EC8 no modelo E4A	63
Figura 5.3 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E4A.....	64

Figura 5.4 - Gráficos de drifts (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E4M	65
Figura 5.5 - Verificação do estado de limitação de danos no modelo E4M.....	66
Figura 5.6 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E4M	66
Figura 5.7 - Gráficos de drifts (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E4P.....	68
Figura 5.8 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E4P	68
Figura 5.9 - Gráficos de drifts (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E10M	70
Figura 5.10 - Verificação do estado de limitação de danos no modelo E10M.....	70
Figura 5.11 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E10M	71
Figura 5.12 - Gráficos de <i>drifts</i> (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E10P	72
Figura 5.13 - Verificação do estado de limitação de danos no modelo E10P	73
Figura 5.14 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E10P	73
Figura 5.15 – Pormenor da localização em planta do pilar (esquerda) e esquema da ligação a analisar (direita)	74
Figura 5.16 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E4A	77
Figura 5.17 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E4M	79
Figura 5.18 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E4P	83
Figura 5.19 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E10M	86
Figura 5.20 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E10P	89

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Tipos de terreno de fundação do EC8	6
Tabela 2.2 - Valores da aceleração de referência, agR	7
Tabela 2.3 - Classes de importância do EC8.....	8
Tabela 2.4 - Coeficientes de importância do EC8.....	8
Tabela 2.5 - Valores de q_0 segundo o Eurocódigo 8	11
Tabela 2.6 - Análise dos componentes do coeficiente de comportamento para diferentes classes de ductilidades.....	12
Tabela 2.7 - Comparação da contribuição da parcela de ductilidade para um mesmo valor de comportamento.....	13
Tabela 3.1 - Tipos de terreno considerados no ASCE/SEI 7-10	24
Tabela 3.2 - Valores do coeficiente F_a	25
Tabela 3.3 - Valores do coeficiente F_v	25
Tabela 3.4 - Categorias de Risco do ASCE/SEI 7-10.....	26
Tabela 3.5 - Determinação da SDC com base no parâmetro S_{DS}	27
Tabela 3.6 - Determinação da SDC com base no parâmetro S_{D1}	27
Tabela 3.7 - Correlação entre níveis de resposta do ASCE/SEI 7-10 e classes de ductilidade do EC8	28
Tabela 3.8 - Sistemas resistentes de paredes e as suas limitações estruturais de acordo com o ASCE/SEI 7-10.....	28
Tabela 3.9 - Sistemas resistentes porticados e as suas limitações estruturais de acordo com o ASCE/SEI 7-10.....	29
Tabela 3.10 - Sistemas resistentes mistos equivalentes a paredes e as suas limitações estruturais de acordo com o ASCE/SEI 7-10.....	29
Tabela 3.11 - Valores de R para sistemas estruturais correntes segundo o ASCE/SEI 7-10.....	31
Tabela 3.12 - Comparação entre os valores de R e q prescritos para diferentes sistemas resistentes	31
Tabela 3.13 - Combinações de carga consideradas no ACI 318-14	36
Tabela 3.14 - Comparação entre os termos presentes no ACI e no EC2	45
Tabela 4.1 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E4A (Sistema porticado).....	49
Tabela 4.2 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E4M (Sistema misto)	50
Tabela 4.3 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E4P (Sistema de paredes)	50
Tabela 4.4 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E10M (Sistema misto)	50
Tabela 4.5 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E10P (Sistema de paredes)	51
Tabela 4.6 - Cargas gravíticas consideradas.....	52
Tabela 4.7 - Valores comuns à definição da acção sísmica nos modelos idealizados	53
Tabela 4.8 - Determinação da SDC para as zonas sísmicas através da primeira abordagem de cálculo	56
Tabela 4.9 - Determinação da SDC para as zonas sísmicas através da segunda abordagem de cálculo	56
Tabela 4.10 - Valores das cargas gravíticas para as combinações de carga consideradas nos modelos idealizados.....	58
Tabela 4.11 - Resultados da análise paramétrica efectuada.....	59
Tabela 5.1 - Parâmetros da análise modal do caso E4A.....	62
Tabela 5.2 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E4A.....	64
Tabela 5.3 - Parâmetros da análise modal do caso E4M	65
Tabela 5.4 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E4M	67
Tabela 5.5 - Parâmetros da análise modal do caso E4P.....	67
Tabela 5.6 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E4P	69
Tabela 5.7 - Parâmetros da análise modal do caso E10M	69
Tabela 5.8 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E10M	71
Tabela 5.9 - Parâmetros da análise modal do caso E10P.....	72
Tabela 5.10 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E10P.....	74

Tabela 5.11 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E4A	75
Tabela 5.12 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E4A	76
Tabela 5.13 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E4A	76
Tabela 5.14 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 2 no modelo E4A..	76
Tabela 5.15 - <i>Drifts</i> observados para o modelo E4A segundo as duas direcções	77
Tabela 5.16 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E4M.....	78
Tabela 5.17 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E4M.....	78
Tabela 5.18 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E4M	78
Tabela 5.19 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 2 no modelo E4M .	79
Tabela 5.20 - <i>Drifts</i> observados para o modelo E4M segundo as duas direcções	79
Tabela 5.21 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E4P segundo a abordagem do EC8	80
Tabela 5.22 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E4P segundo a abordagem do EC8	80
Tabela 5.23 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E4P segundo a abordagem do EC8	81
Tabela 5.24 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 2 no modelo E4P segundo a abordagem do EC8	81
Tabela 5.25 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E4P segundo a abordagem do ACI .	82
Tabela 5.26 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E4P segundo a abordagem do ACI	82
Tabela 5.27 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E4P segundo a abordagem do ACI	82
Tabela 5.28 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 3 no modelo E4P segundo a abordagem do ACI	83
Tabela 5.29 - <i>Drifts</i> observados para o modelo E4P segundo as duas direcções segundo a abordagem do ACI	83
Tabela 5.30 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E10M.....	84
Tabela 5.31 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E10M.....	84
Tabela 5.32 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E10M	85
Tabela 5.33 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 5 no modelo E10M	85
Tabela 5.34 - <i>Drifts</i> observados para o modelo E10M segundo as duas direcções	85
Tabela 5.35 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E10P segundo a abordagem do EC8	86
Tabela 5.36 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E10P segundo a abordagem do EC8	87
Tabela 5.37 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E10P segundo a abordagem do EC8	87
Tabela 5.38 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 6 no modelo E10P segundo a abordagem do EC8	87
Tabela 5.39 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E10P segundo a abordagem do ACI	88
Tabela 5.40 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI no modelo E10P segundo a abordagem do ACI	88
Tabela 5.41 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS no modelo E10P segundo a abordagem do ACI	88
Tabela 5.42 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 6 no modelo E10P segundo a abordagem do ACI	89
Tabela 5.43 - <i>Drifts</i> observados para o modelo E10P segundo as duas direcções segundo a abordagem do ACI	89

INTRODUÇÃO

1.1. PREÂMBULO

A utilização de lajes fungiformes como sistemas estruturais para edifícios correntes de betão armado tem nos últimos anos vindo a aumentar, em grande parte devido às possibilidades que as mesmas proporcionam em termos de aproveitamento espacial. Tal é devido à inexistência de vigas, o que permite aumentar o número de pisos para uma mesma altura total de um edifício, aliado ainda à rapidez e eficiência de custos que a sua construção apresenta, devido à maior facilidade de instalação de cofragens e colocação de armaduras.

Contudo, uma das vantagens que esta tipologia construtiva apresenta é também a causa de uma das suas principais desvantagens: a falta de vigas possibilita a ocorrência de um modo de ruptura frágil, de corte por punçoamento. Este aspecto ganha maior realce quando sobre um edifício com esta tipologia actuem forças horizontais, como é o caso das acções sísmicas.

A substituição das legislações nacionais de dimensionamento sísmico pelos Eurocódigos Estruturais, nomeadamente os Eurocódigos 2 e 8 (EC2 e EC8, respectivamente), nos vários países europeus teve como objectivo a conciliação dos pressupostos, métodos e disposições de projecto de estruturas, de modo a permitir a realização dos mesmos num âmbito europeu sem as expectáveis dificuldades decorrentes da variação regulamentar internacional. Com a sua introdução passou também a existir uma maior exigência e rigor na aplicação das normas regulamentares, o que requer também mais esforço da parte dos projectistas. No contexto das estruturas sismo-resistentes novos conceitos, não presentes anteriormente, foram introduzidos, como é o caso dos elementos sismo-resistentes primários e dos elementos secundários. Esta distinção, não presente na legislação portuguesa anterior, trouxe maior complexidade ao dimensionamento sísmico, aliada ainda à falta de disposições para o dimensionamento eficiente dos elementos secundários.

Este problema é sentido no dimensionamento de edifícios que contenham tipologias de lajes fungiformes, sendo levantadas preocupações devido à falta de informação sobre o seu desempenho sob a acção sísmica, o que restringe quase totalmente o seu uso como elemento sismo-resistente.

Contudo, este panorama não é verificado em legislação semelhante noutros países, nomeadamente nos Estados Unidos da América, onde o *American Concrete Institute* incorpora nos seus regulamentos, mais concretamente no ACI 318-14 (ACI), esta tipologia como parte de estruturas resistentes a sismos, mediante certas condições de intensidade da acção sísmica, e propõe métodos de dimensionamento sísmico em ductilidade quando as mesmas não são consideradas como estruturas resistentes aos sismos.

O comportamento sísmico de edifícios com número de pisos diferente com estas tipologias e diferentes sistemas resistentes será estudado, assim como os efeitos que as restrições do EC8 impõe no dimensionamento sísmico de ligações pilar-laje. Será efectuada uma comparação com o proposto pelo ACI, averiguando-se a razoabilidade das disposições do EC8.

1.2. OBJECTIVOS

Esta dissertação teve como objectivo a avaliação do comportamento sísmico de estruturas idealizadas de betão armado correntes com diferentes sistemas sismo-resistentes que contivessem lajes fungiformes. Tal foi realizado através de duas abordagens: uma baseada nas disposições presentes nos Eurocódigos estruturais, com particular ênfase para o EC2 e o EC8, analisando as implicações da classificação em elementos sismo-resistentes primários e secundários, e outra baseada maioritariamente nas disposições presentes no código estrutural ACI 318-14, ainda que adaptadas parcialmente aos pressupostos dos Eurocódigos. Para que tal fosse possível, outro dos objectivos passou pelo enquadramento quer da acção sísmica, quer do modelo de punçoamento e carregamento considerado pelo ACI, para a obtenção de relações semi-empíricas entre os dois códigos.

Estes conceitos foram aplicados a 5 modelos de edifícios idealizados de tipologia de 4 e 10 pisos, estudando-se o seu comportamento sísmico, com o propósito de aferir a razoabilidade e eficácia de ambas as abordagens no que respeita a vários parâmetros de desempenho sísmico e de dimensionamento estrutural, com particular ênfase nas questões do punçoamento e da sua relação com a ductilidade das ligações pilar-laje.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho é composto por 6 capítulos, dos quais o presente é o primeiro, contendo uma introdução ao trabalho realizado, bem como uma descrição dos seus objectivos e organização.

O capítulo 2 contém uma explanação de conceitos presentes no EC8 relevantes para o estudo em questão, quer em termos de acção e análise sísmica, quer em termos de dimensionamento de elementos secundários. Também é apresentado sucintamente o modelo de punçoamento contido no EC2.

O capítulo 3 inclui uma apresentação de vários temas no contexto da regulamentação americana, mais concretamente o ACI 318-14 e o ASCE/SEI 7-10. Estes temas abordam a definição da acção sísmica, os tipos de sistemas resistentes ao sismo considerados e as suas condições de utilização e as disposições construtivas relativas aos elementos não resistentes aos sismos de lajes fungiformes, com a exposição dos trabalhos de investigação que os originaram. Por fim, o modelo de punçoamento considerado por este código será também abordado.

No capítulo 4 são apresentados os casos de estudo idealizados, com uma descrição completa do seu processo de concepção, das suas características geométricas e acções, sendo referidas as estratégias de modelação que foram adoptadas. Posteriormente um enquadramento da acção sísmica presente no EC8 naquela presente no ASCE/SEI 7-10. Por fim, para se averiguar a aplicabilidade de utilização dos critérios de dimensionamento presentes no ACI através dos modelos de cargas e punçoamento do EC2, será efectuada um enquadramento entre esses dois códigos, focado nesses aspectos.

No capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados provenientes das análises efectuadas, quer ao nível do comportamento sísmico dos modelos idealizados, quer ao nível do dimensionamento das ligações pilar-laje.

No sexto e último capítulo são apresentadas as principais conclusões da realização deste trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros nele baseados.

2

ASPECTOS REGULAMENTARES DOS EUROCÓDIGOS 2 E 8

2.1 ENQUADRAMENTO GERAL

Neste capítulo serão aprofundados alguns dos pressupostos e conceitos presentes no EC8 com mais relevância para o trabalho a desenvolver, nomeadamente para o enquadramento futuro da acção sísmica do EC8 na sua homóloga presente no ACI e para a análise sísmica dos modelos idealizados adoptados, bem como questões relacionadas com os elementos sísmicos secundários e suas estratégias de dimensionamento. Não será realizada uma exposição detalhada de todos os componentes da determinação da acção sísmica visto que estes já foram alvo de discussão em trabalhos passados e encontram-se interiorizados nos gabinetes de projecto. Também será apresentado sucintamente o modelo de punçoamento presente no EC2 com os objectivos de efectuar um enquadramento e uma análise paramétrica dos modelos de punçoamento presentes nos dois códigos abordados neste trabalho.

2.2 REQUISITOS DE DESEMPENHO DO EUROCÓDIGO 8

Com o intuito de cumprir os principais objectivos de proteger vidas humanas, limitar os danos nas estruturas e assegurar o funcionamento de estruturas com elevada importância para a sociedade após a ocorrência de um sismo o EC8 estabelece dois requisitos de verificação sísmica: o requisito de não colapso e o requisito de limitação de danos.

O requisito de não colapso exige que, após um evento sísmico raro, as estruturas mantenham a sua capacidade de suportar as cargas gravíticas. Os danos estruturais admitidos poderão ser grandes, admitindo-se mesmo que a recuperação da estrutura não seja viável a nível económico, contudo a estrutura não poderá colapsar.

O requisito de limitação de danos exige que, após a ocorrência de um sismo com uma frequência de ocorrência maior do que aquela considerada no requisito de não colapso, os danos nas construções sejam reduzidos. Esta limitação visa evitar danos estruturais e restringir os danos em elementos não estruturais a situações de reparação rápida e económica.

2.3 ACÇÃO SÍSMICA DO EUROCÓDIGO 8

A acção sísmica do EC8 pode ser caracterizada por um espectro de resposta elástico de acelerações, sendo consideradas três direcções de actuação da mesma, duas horizontais e ortogonais entre si e uma terceira vertical. No âmbito desta dissertação a componente vertical da acção sísmica não será abordada. Estes valores das acelerações são dependentes de diversos fatores, como a zona sísmica em que o edifício está

implantado, o tipo de sismo considerado (tipo 1 ou tipo 2), o tipo de terreno em que a estrutura assenta e a importância do edifício. No contexto de projecto de certos elementos, a acção é caracterizada por um espectro de cálculo determinado a partir do espectro elástico e de um coeficiente de comportamento dependente da tipologia estrutural resistente aos sismos considerada e do nível de ductilidade expectável que a estrutura terá de ser capaz de explorar.

2.3.1 TIPOS DE TERRENO

O EC8 considera 7 tipos de terreno descritos por um perfil estratigráfico e caracterizados por certos parâmetros físicos. O tipo de terreno terá influência na magnitude da acção sísmica, visto que, para um mesmo edifício, uma fundação construída em terrenos compostos por rochas sofrerá menores acelerações quando comparada com outra construída sobre depósitos argilosos. Na tabela seguinte são apresentados os tipos de terreno considerados no EC8:

Tabela 2.1 - Tipos de terreno de fundação do EC8

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	C_u (KPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo ou argila muito rija, com uma espessura de pelo menos várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou com alguma compacidade, de seixo ou argila rija, com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de baixa a média compacidade, ou de solos principalmente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s solo tipo C ou D e espessura que varia entre 5 a 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	<100 (indicativo)	-	10-20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro tipo de terreno não incluído nos tipos A - E e S1			

Em que:

$v_{s,30}$ - Velocidade média das ondas de corte nos 30 m superficiais do perfil

N_{SPT} - Número de pancadas resultantes do ensaio SPT

c_u - Coesão não drenada do solo

2.3.2 ZONAS SÍSMICAS

Para a caracterização da acção sísmica de referência, representada pela aceleração máxima na base de um terreno do tipo A, a_{gR} , o território nacional é subdividido em 11 zonas sísmicas, dependentes do tipo e intensidade da sismicidade local. Estas zonas são representativas dos dois tipos de acção sísmica considerada: uma acção sísmica caracterizada por sismos inter-placas ou afastados de magnitude elevada, designada por acção sísmica do Tipo 1, e outra caracterizada por sismos intraplacas ou próximos, mas de magnitude inferior, designada por acção sísmica do Tipo 2. Para a acção de Tipo 1 são designadas 6 zonas e, para a acção de tipo 2, 5 zonas. Na tabela 2.2 são apresentados os valores da aceleração de referência definidas no Anexo Nacional do EC8:

Tabela 2.2 - Valores da aceleração de referência, a_{gR}

Acção Sísmica do Tipo 1		Acção Sísmica do Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

A distribuição geográfica destas zonas sísmicas pelo território continental de Portugal pode ser visualizada na imagem seguinte:

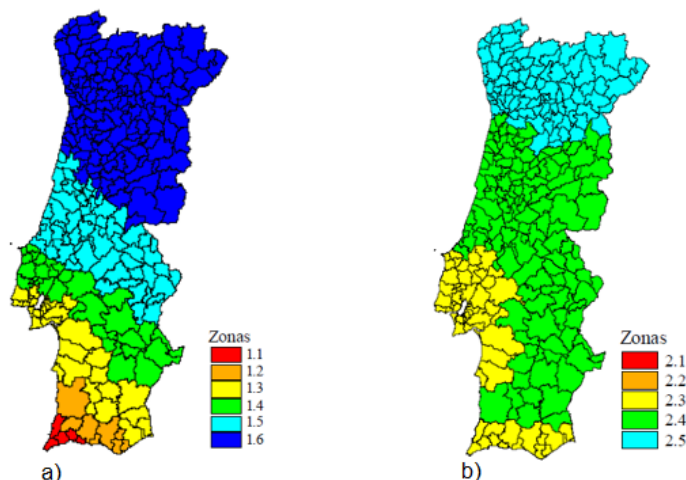


Figura 2.1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental: a) Tipo 1; b) Tipo 2 (Eurocódigo 8 ,2010)

2.3.3 CLASSES DE IMPORTÂNCIA

Segundo o EC8, o valor de referência para a aceleração máxima tem uma correspondência com um período de retorno de referência para o requisito de não ocorrência de colapso, com o valor de 475 anos. Este tempo de retorno corresponde a um coeficiente de importância, γ_I , de 1,0. Consoante a classe de importância aplicável ao tipo de edifício a construir a aceleração máxima do terreno de cálculo, a_g será obtida multiplicando o valor de a_{gR} pelo coeficiente de importância respectivo. Na tabela 2.3 são apresentadas as classes de importância que constam do EC8, e na tabela 2.4 os valores do coeficiente de importância para cada tipo de acção sísmica correspondente presente no Anexo Nacional do EC8.

Tabela 2.3 - Classes de importância do EC8

Classe de importância	Tipo de Edifício
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Tabela 2.4 - Coeficientes de importância do EC8 (Anexo Nacional)

Classe de importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

2.3.4 CLASSES DE DUCTILIDADE

No contexto das verificações para o Estado Limite Último (requisito de não colapso), a relação entre a resistência e a capacidade de dissipação de energia de uma estrutura está relacionada com a maior ou menor capacidade de exploração do comportamento não-linear dos materiais utilizados. No processo de dimensionamento, este compromisso entre resistência e capacidade de dissipação é espelhado pelo coeficiente de comportamento a utilizar, o qual é directamente dependente da classe de ductilidade considerada.

O EC8 prevê a consideração de 3 classes de ductilidade para os vários tipos de materiais estruturais: Classe de Ductilidade Baixa (DCL), Classe de Ductilidade Média (DCM) e Classe de Ductilidade Alta (DCH).

Para a classe DCL, não existem exigências adicionais de dimensionamento e pormenorização no EC8 comparativamente às prescritas no EC2, para além da consideração dos efeitos da acção sísmica nas combinações de cargas próprias. Consequentemente, a capacidade de dissipação de energia de estruturas assim dimensionadas será baixa. Admite-se que a resposta destas estruturas ocorre essencialmente em regime linear, sendo que ainda assim o coeficiente de comportamento definido é ligeiramente superior à unidade, tendo em conta alguns efeitos de sobrerresistência que ocorrem, naturalmente, na maioria das estruturas. Segundo a secção 5.2.1(2)P do EC8, esta classe apenas deve ser utilizada em casos de baixa sismicidade, que para o Anexo Nacional são aqueles em que $a_g S < 0,98 \text{ m/s}^2$, sem, no entanto, referir a obrigatoriedade de utilização das mesmas nessas situações.

As estruturas das classes DCM e DCH são consideradas como estruturas dissipativas, sendo aplicados os princípios de dimensionamento por capacidades resistentes, também designado por *Capacity Design*. As estruturas da classe DCH são as que possuem uma maior capacidade de dissipação de energia, e, como tal, necessitam de prescrições mais exigentes ao nível da pormenorização do que as estruturas DCM. Contudo estas estruturas são dimensionadas para coeficientes de comportamento maiores e, como tal, são dimensionadas para valores de esforços actuantes menores. Segundo (Lopes, 2009), a opção por estruturas DCH tem como principal vantagem a redução das forças de inércia, e, consequentemente, dos esforços, entre 25 a 33% em comparação com a classe DCM. Contudo, as exigências de pormenorização e execução fazem com que esta opção seja, em geral menos atractiva, e, como tal, menos utilizada em projecto.

A opção pela classe DCL em detrimento da classe DCM pode ser vista como pertinente onde a sua utilização for permitida, num contexto de compromisso entre o custo de projecto e o custo da execução, resultando também em menores custos de reparação pós-sismo para sismos mais fracos que o de projecto. Contudo a opção pela classe DCM poderá ser mais adequada, mesmo em casos de baixa sismicidade, devido às vantagens que possui em termos de compatibilização com o projecto de arquitetura, em face das menores dimensões dos elementos estruturais e, geralmente, à menor quantidade de armaduras utilizadas. Outro factor a ter em conta nesta escolha passa pelos custos inerentes às reparações pós-sismo para sismos de maior intensidade do que a considerada no projecto. Segundo (Lopes, 2009) estes custos não dependem apenas da intensidade dos danos, mas também do modo de ruptura a eles associados. Danos em elementos estruturais causados por rupturas frágeis, como é o caso do esforço transversal resultam em reparações mais demoradas e com custos maiores, o que é devido à perda de capacidade de suporte das cargas verticais. As rupturas causadas pela formação de rótulas plásticas de flexão são mais facilmente reparáveis e com custos menores, com a vantagem adicional de geralmente conseguirem manter a função de suporte de cargas gravíticas, permitindo a continuidade de utilização dos edifícios após os sismos. Esta relação pode ser observada na figura 2.2, a qual mostra que para sismos menores do que o de projecto, os danos na classe DCL são menores do que na classe DCM. Contudo, devido ao seu comportamento frágil, os danos sofridos e por inerência os custos aumentam rapidamente para sismos pouco maiores do que os de projecto.

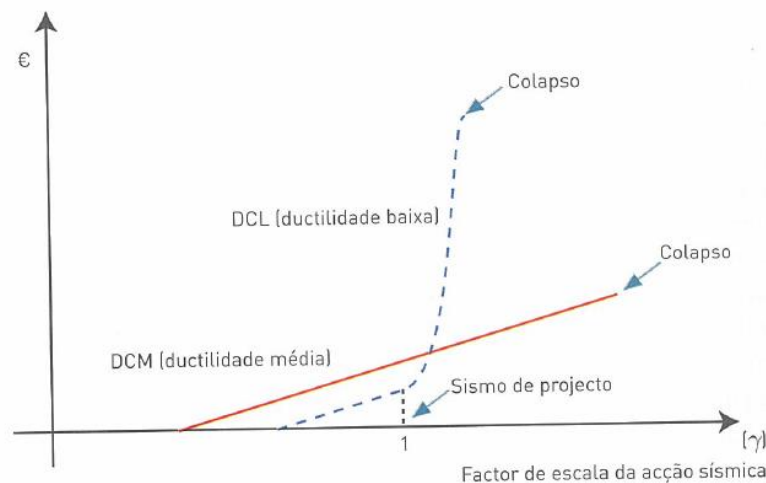


Figura 2.2 - Comparação dos custos de reparação para diferentes escalas de ação sísmica (Sismos e Edifícios, 2008)

2.3.5 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O efeito dos sismos nos edifícios pode ser caracterizado como deformações impostas às estruturas, com carácter dinâmico, e que geram forças sentidas ao nível dos pisos. Devido ao facto destas acções não se traduzirem por forças aplicadas, mas sim por deslocamentos impostos, quando os elementos estruturais entram em cedência deixa de se verificar uma linearidade entre os deslocamentos e as forças resultantes, entrando estes em regime de comportamento não linear. Uma análise dinâmica não-linear seria capaz de traduzir o comportamento real de uma estrutura durante a ocorrência de um sismo, contudo a complexidade e morosidade da mesma não é normalmente compatível com o processo de dimensionamento de edifícios correntes. Assim, o EC8 permite a realização de análises lineares através do uso do coeficiente de comportamento, q , para reduzir o nível de forças obtido nessa análise para ter em conta o comportamento não-linear da estrutura. Esta redução é efectuada ao nível da determinação dos espectros de cálculo utilizados no dimensionamento dos elementos sísmicos primários. A valores maiores deste coeficiente correspondem menores esforços de dimensionamento, que têm de ser complementados com uma garantia de ductilidade correspondente à maior fracção do comportamento não-linear requerido, o que é alcançado através da pormenorização de armaduras presente no EC8.

A expressão básica apresentada no EC8 para a determinação deste factor é a seguinte:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (2.1)$$

Em que:

q_0 - valor básico do coeficiente do comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura (redução em 80% para edifícios não regulares em altura)

k_w - factor que reflecte o modo de ruptura predominante nos sistemas estruturais de paredes

A parcela q_0 poderá ainda conter um factor de majoração adicional, α_u/α_1 , cujo valor está compreendido entre 1,0 e 1,5, e em que α_u é um fator multiplicativo da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação do mecanismo plástico global de colapso e α_1 , representa o mesmo fator multiplicativo, na formação da primeira rótula plástica. Este factor, denominado de coeficiente de sobrerresistência, poderá ser obtido através de análises estáticas não lineares (*pushover analysis*) ou através de valores aproximados apresentados no EC8.

Os valores de q_0 para os vários sistemas estruturais de edifícios de betão armado considerados pelo EC8, consoante a classe de ductilidade considerada, são apresentados na tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Valores de q_0 segundo o Eurocódigo 8

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,00\alpha_u/\alpha_1$	$4,50\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,00	$4,00\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,00	3,00
Sistema de pêndulo invertido	1,50	2,00

Confrontando a expressão (2.1) presente no EC8 com aquelas encontradas em trabalhos abordando este tema verificam-se algumas omissões nas definições dos componentes que compõe este coeficiente.

Segundo (Ferraioli *et al.*, 2014) e (Kappos, 1999) o coeficiente de comportamento está dependente de vários factores como, por exemplo, a ductilidade requerida na estrutura, a sobrerresistência dos elementos e do sistema estrutural e o amortecimento da estrutura no regime linear e não-linear. Uma expressão geral para o coeficiente de comportamento pode ser obtida pela fórmula:

$$q = q_\mu q_s q_\xi \quad (2.2)$$

O factor q_μ é a componente relacionada com a ductilidade da estrutura. O factor q_s está relacionado com a sobrerresistência da estrutura e pode ser ainda expresso pela expressão $q_s = q_p q_\Omega$. Nesta expressão q_Ω está relacionado com a sobrerresistência dos elementos estruturais, que é devida ao facto de os elementos serem projectados com maiores resistências do que as acções de projecto devido, por exemplo, aos fatores de minoração das resistências dos materiais. Já o factor q_p é devido à redundância da estrutura representando a razão entre a força lateral para a formação do mecanismo de colapso e a força lateral para a formação da primeira rótula. Este factor apresenta um valor maior para estruturas compostas por sistemas porticados e mistos, devido à maior capacidade de redistribuição de esforços quando comparados com sistemas apenas dependentes de paredes estruturais. O factor q_ξ está dependente do amortecimento da estrutura e tem maior relevância no caso de edifícios com isolamentos na base, tomando geralmente o valor de 1 para edifícios correntes de betão armado que não os possuam. A figura 2.3 contém uma visualização gráfica dos componentes expostos anteriormente.

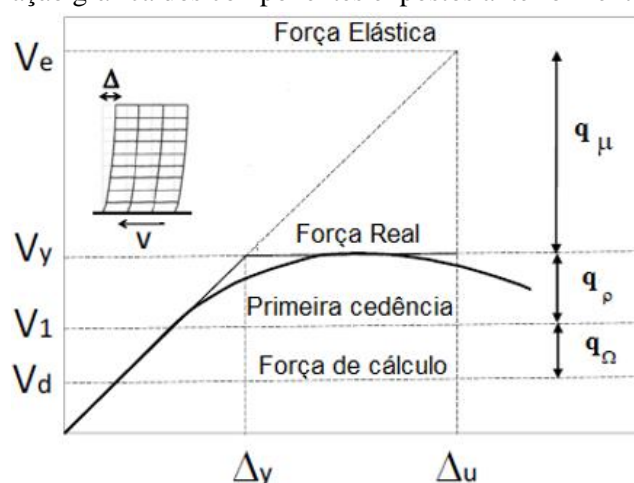


Figura 2.3 - Relação deslocamento de topo-força de corte na base (Adaptado de Ferraioli *et al.*, 2014)

Pela análise da figura a expressão (2.2) poderá ser reescrita em função das forças de corte na base pela expressão seguinte, considerando que o factor relativo ao amortecimento é 1:

$$q = q_{\mu} q_s q_{\xi} = q_{\mu} q_{\rho} q_{\Omega} = \frac{V_e V_y V_1}{V_y V_1 V_d} = \frac{V_e}{V_d} \quad (2.3)$$

Em que V_d representa a força de corte de cálculo, V_1 a força de corte na formação da primeira rótula plástica, V_y a força de corte real na ruptura e V_e a força de corte equivalente em regime linear ao deslocamento último Δ_u .

Comparando esta expressão com as presentes no EC8 podem ser inferidas relações de equivalência entre alguns factores. O rácio α_w/α_1 poderá ser considerado como equivalente ao factor q_{ρ} , e o factor q_0 poderá ser considerado como equivalente ao produto $q_{\mu} q_{\Omega} q_{\rho}$, ainda que, dependendo da tipologia estrutural considerada, o factor q_{ρ} possa não ser considerado explicitamente, tal como ocorre, por exemplo, para o caso de paredes não acopladas na classe de ductilidade DCM.

Verifica-se assim que as estruturas dimensionadas para a classe DCL, sendo consideradas como não dissipativas, apresentarão para os factores referentes à ductilidade e à redundância estrutural, q_{μ} e q_{ρ} , o valor 1,00, do que resulta que o factor considerado como representativo da sobrerresistência dos elementos estruturais no EC8, q_{Ω} , toma o valor 1,5.

Na tabela 2.6 apresenta-se esta análise efectuada alargada a outras classes de ductilidade, e a duas das tipologias estruturais mais comuns, os sistemas de paredes não acopladas com mais de duas paredes em cada direcção horizontal e os sistemas porticados em edifícios com mais do que um piso e com vários tramos. De acordo com o EC8, o sistema de paredes anteriormente mencionado terá um valor de q_{ρ} (α_w/α_1) de 1,0 e 1,1 para as classes DCM e DCH. Já para o sistema porticado, o factor q_{ρ} terá o valor de 1,3 para as duas classes. Desta análise verificam-se aumentos do factor relativo à ductilidade, q_{μ} , de 33 e 50%, respectivamente nos sistemas de paredes e sistemas porticados, entre os casos DCM e DCH. Como foi referido em 2.3.4, a opção pela classe DCH permite uma redução dos esforços entre 25 a 33%. Contudo, observa-se que a esta redução de esforços está associado um maior aumento relativo das exigências de ductilidade entre as classes DCM e DCH, que se traduz em maiores dificuldades de pormenorização e execução em obra, além de uma maior quantidade de armadura utilizada. Este facto explica em parte a influência reduzida que a classe DCH tem no parque contruído português.

Tabela 2.6 - Análise dos componentes do coeficiente de comportamento para diferentes classes de ductilidades

Tipologia Estrutural	Coeficiente de comportamento (q)	q_{Ω}	q_{ρ}	q_{μ}
Estruturas da classe DCL	1,50	1,50	1,00	1,00
Sistemas de paredes não acopladas (DCM)	3,00	1,50	1,00	2,00
Sistemas de paredes não acopladas (DCH)	4,40	1,50	1,10	2,67
Sistemas porticados (DCM)	3,90	1,50	1,30	2,00
Sistemas porticados (DCH)	5,85	1,50	1,30	3,00

Os valores apresentados no EC8 para o coeficiente de comportamento para os sistemas estruturais possíveis são os valores máximos admissíveis de serem explorados nas circunstâncias descritas. Contudo, em situação de projecto, a escolha do valor do coeficiente de comportamento a utilizar numa estrutura é da responsabilidade do projectista, desde que o mesmo não ultrapasse os limites estabelecidos. Tem assim também interesse verificar as diferentes contribuições dos factores do coeficiente de comportamento quando um valor igual é escolhido para as duas tipologias mencionadas. Na tabela 2.7 apresenta-se essa análise, considerando um coeficiente de comportamento adoptado de 3,00 para o mesmo tipo de sistemas porticados e de paredes não acopladas apresentados na tabela 2.6, para o caso de ductilidade DCM. Conclui-se que para um mesmo nível de redução de forças pretendida, a componente da ductilidade tem uma importância no sistema de paredes, cerca de 30% maior. Este facto é devido à menor contribuição assumida da redundância estrutural. De facto, nos sistemas porticados para se atingir o mecanismo de colapso é necessário que se formem rótulas plásticas nos nós pilar-viga existentes, o que permite uma grande redistribuição de esforços. Já os sistemas de paredes não acopladas estão essencialmente dependentes da formação de rótulas plásticas na base das paredes resistentes ao sismo, não existindo possibilidade de se efectuar uma redistribuição de esforços significativa após este acontecimento.

Tabela 2.7 - Comparação da contribuição da parcela de ductilidade para um mesmo valor de comportamento

Tipologia estrutural	Coeficiente de comportamento (q)	q_{Ω}	q_{ρ}	q_{μ}
Sistemas porticados (DCM)	3,00	1,50	1,30	1,54
Sistema de paredes não acopladas (DCM)	3,00	1,50	1,00	2,00

2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

De entre os vários métodos de análise existentes, lineares ou não lineares, o EC8 elege como referência o método da análise linear modal com espectro de resposta. Contudo, outros métodos são permitidos caso respeitem certos requisitos, como o caso do método das forças laterais, passível de ser utilizado para estruturas regulares em altura.

O nível de complexidade do modelo a utilizar, plano ou espacial, está também dependente de condições de regularidade em planta e em altura. Para o caso de edifícios não regulares em planta e em altura existe a obrigatoriedade de utilização de um modelo espacial associado a uma análise modal com espectros de resposta, sendo o valor do coeficiente de comportamento utilizado na definição do espectro de cálculo reduzido. Já para o caso de edifícios regulares em altura e planta é permitida a utilização de modelos planos com a utilização do método das forças laterais. Contudo, a grande maioria do *software* de análise estrutural corrente é capaz de realizar análises lineares modais com espectros de resposta em modelos espaciais com rapidez e produzindo resultados de melhor qualidade, pelo que este processo é, já comumente, utilizado em projecto.

O efeito da fendilhação na rigidez dos elementos estruturais e não estruturais deve ser considerada. No caso de não ser realizada uma análise rigorosa destes efeitos, a rigidez de flexão e de esforço transversal deve ser simplificada considerada como metade da rigidez não fendilhada.

A combinação das diferentes componentes horizontais da acção sísmica é efectuada através das seguintes expressões:

$$E_{Ed,X} + 0,3E_{Ed,Y} \quad (2.4)$$

$$0,3E_{Ed,X} + E_{Ed,Y} \quad (2.5)$$

Em que $E_{Ed,X}$ e $E_{Ed,Y}$ representam os esforços devidos à acção sísmica segundo a direcção X e Y, respectivamente.

2.5 ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS

A introdução do EC8 para a substituição da legislação portuguesa existente trouxe, como principal inovação, o conceito de elementos resistentes aos sismos primários e secundários. Segundo o EC8, os elementos sísmicos primários são definidos como os elementos estruturais considerados como resistentes à acção sísmica e que são modelados e dimensionados de acordo com as disposições presentes nesse código. Já os elementos sísmicos secundários são definidos como não fazendo parte do sistema resistente à acção sísmica, sendo a sua rigidez e resistência a essas acções desprezada para efeitos de cálculo.

O objectivo desta distinção é o de simplificar os processos de análise estrutural, pois, ao definir como desprezável para efeitos de acção sísmica a sua rigidez e resistência, permite a sua não inclusão nos modelos de cálculo. Contudo, a falta de clareza em certos aspectos origina dificuldades particulares no processo de dimensionamento dos elementos secundários. Este subcapítulo procurará apresentar e discutir essas questões.

2.5.1 REGRAS DE ESCOLHA DE ELEMENTOS SÍSMICOS SECUNDÁRIOS

O EC8 permite a escolha de certos elementos estruturais como elementos secundários, tais como pilares ou vigas, mediante certas condições. Todos os elementos que não sejam escolhidos como elementos secundários serão considerados como elementos primários, como é o caso de paredes estruturais, tendo de cumprir todas as disposições presentes no EC8, nomeadamente as imposições de análise estrutural atrás abordadas e aquelas presentes nas secções 5 a 9 referentes aos vários tipos de materiais utilizados.

Na escolha dos elementos secundários são estabelecidas duas limitações, de seguida transcritas.

- Artigo 4.2.2(4): “A contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deverá ser superior a 15% da de todos os elementos sísmicos primários.”
- Artigo 4.2.2(5): “Não é permitido escolher certos elementos estruturais como elementos sísmicos secundários com o fim de alterar a classificação da estrutura de não regular para regular, como se descreve em 4.2.3.”

Os critérios de regularidade não serão abordados, pois já foram motivo de discussão em trabalhos passados, e o âmbito deste trabalho não incide nessa questão.

A limitação da contribuição de rigidez lateral dos elementos secundários em relação aos primários pode ser entendida pelo facto de, apesar de a contribuição dos elementos sísmicos secundários ser desprezada na análise sísmica realizada, esta está presente na resposta real da estrutura aos sismos. Assim sendo, esta limitação visa que o comportamento sísmico real da estrutura não seja significativamente diferente daquele para o qual a estrutura foi modelada e dimensionada, devido ao aumento de rigidez lateral. Um hipotético aumento excessivo da contribuição para a rigidez lateral total dos elementos secundários causaria uma diminuição dos períodos fundamentais da estrutura, o que poderia resultar em acelerações

espectrais reais maiores do que aquelas para o qual a estrutura seria dimensionada, resultando num subdimensionamento da mesma.

Não são apresentadas disposições complementares deste artigo no EC8 relativas aos critérios a utilizar para calcular a contribuição da rigidez lateral dos elementos secundários.

Alguns critérios passíveis de serem utilizados para esta quantificação são os seguintes:

- Corte Basal
- Forças de corte por piso
- Deslocamento do último piso

Apesar de todos estes critérios permitirem uma boa avaliação da distribuição da rigidez, em termos globais ou por piso, apresentam, ainda assim, problemas devido aos pressupostos em que se baseiam.

A opção pelo corte basal é uma boa medida da rigidez global de uma estrutura, pois corresponde à resultante da força horizontal transmitida às fundações dos elementos. Contudo, ao nível das fundações, o esforço de corte está mais concentrado nas paredes do que nos pilares devido aos diferentes tipos de configuração de deformada que apresentam.

A deformação das paredes é similar à da de uma consola sujeita à acção de uma força horizontal, apresentando uma deformação condicionada pela flexão, e originando, como tal, um valor de esforço transversal máximo na base. Já nos sistemas porticados, a deformada é comandada essencialmente por corte, o que causa uma distribuição de esforço transversal aproximadamente constante ao longo da sua altura.

Assim, ao longo da sua altura a contribuição relativa da rigidez dos pilares aumentará, podendo mesmo ultrapassar o limite imposto de 15% da contribuição dos elementos primários. Adicionalmente, em estruturas não regulares em planta, as alterações de rigidez relativa nos pisos em que essas irregularidades se observem não serão tidas em conta por este parâmetro, podendo a importância dos elementos secundários aumentar ou diminuir em altura.

Tendo em conta as desvantagens acima referidas poderíamos ser levados a considerar, como critério, a distribuição das forças de corte ao nível dos pisos. Contudo, embora esta análise represente bem o comportamento sísmico da estrutura em altura, o facto de as contribuições relativas dos pilares em relação às paredes variar em altura poderá resultar no não cumprimento do disposto no artigo 4.2.2(4) a partir de certo piso. Assim sendo, certos pilares terão de ser considerados como elementos sísmicos primários e dimensionados como tal. Esta hipótese levanta um problema, pois, como está descrito no artigo 5.1.1(2)P e reforçado no Anexo Nacional, os edifícios de betão compostos de lajes fungiformes considerados como elementos sísmicos primários não estão totalmente cobertos pelo EC8, não sendo recomendada a sua utilização.

A hipótese de classificação através da análise dos deslocamentos do último piso poderá ser considerada como representativa da contribuição global de rigidez dos elementos secundários relativamente aos primários. Essa análise seria realizada considerando dois modelos diferentes da estrutura: um modelo onde a contribuição de todos os elementos primários e secundários para a rigidez lateral fosse considerada (M_{1+2}), e outro em que os elementos secundários admitidos fossem rotulados nas suas extremidades, por forma a não oferecerem resistência às acções sísmicas (M_1). A estes modelos seriam aplicadas forças estáticas horizontais idênticas nos pisos, efectuando-se o quociente entre a diferença do deslocamento observado nos dois modelos e aquele observado no modelo com a contribuição total da rigidez. Segundo (Gonçalves, 2017), a aplicação deste critério a estruturas não regulares em planta, e onde os efeitos da torção sejam importantes, poderá produzir resultados discutíveis, pois o deslocamento

do ponto escolhido dependerá substancialmente da localização do mesmo em planta, nomeadamente da sua distância ao centro de rigidez do piso. Contudo, esse problema não se verifica em estruturas com regularidade em planta.

Uma análise ao disposto no ponto 5.1.2(1) permite constatar para a definição dos vários sistemas estruturais resistentes apresentados a expressão “resistência à força de corte na base”. Esta expressão embora não sendo clara devido à utilização da palavra resistência num contexto de projecto, permite inferir que o critério de força de corte basal nos elementos deva ser o utilizado. De facto, para edifícios regulares em altura este critério poderá representar bem a distribuição da rigidez lateral nos elementos primários e secundários. As análises realizadas no presente trabalho irão abordar estruturas regulares, quer em altura, quer em planta, pelo que o critério de forças de corte basal será utilizado para a classificação desses elementos nas mesmas.

2.5.2 DISPOSIÇÕES DE PROJECTO PARA ELEMENTOS SECUNDÁRIOS

Os elementos sísmicos secundários não têm, ao contrário dos elementos sísmicos primários, a obrigação de cumprir com o estabelecido nas secções 5 a 9 do EC8, referentes às disposições específicas para os vários materiais utilizados, podendo, contudo, estas disposições servir como complementares aos restantes Eurocódigos, onde aplicáveis. Na secção 5.7 do EC8 encontram-se as disposições de projecto que os elementos sísmicos secundários têm que cumprir. Não tendo estes elementos de resistir à acção sísmica de projecto, na secção anteriormente referida é requerido que sejam capazes de manter a capacidade de suporte de cargas gravíticas, na situação de projecto sísmica, quando sujeitos às deformações máximas de projecto. Estas deformações máximas referidas são, de acordo com o disposto em 5.7(2)P aquelas que têm em conta os efeitos do coeficiente de comportamento, os efeitos de 2ª ordem, tendo de ser determinadas a partir de um modelo que não considere a rigidez lateral dos elementos secundários. Assim sendo, são necessários dois modelos para efectuar o dimensionamento de estruturas com estas disposições, que são os mesmos que foram referidos na descrição do critério de classificação pelos deslocamentos do último piso. Para o dimensionamento dos elementos primários será utilizado o modelo M_1 com a imposição do espectro de cálculo com o coeficiente de comportamento correspondente à tipologia resistente ao sismo da estrutura. O dimensionamento dos elementos secundários poderá ser efectuado pela imposição do espectro elástico ao modelo M_{1+2} , sendo os esforços resultantes multiplicados por um factor majorativo que tem em conta o facto de os deslocamentos máximos possíveis serem obtidos para o modelo M_1 , $\frac{d_1}{d_{1+2}}$, em que d_1 representa o deslocamento obtido no modelo M_1 , para cada piso, e d_{1+2} representa o mesmo deslocamento no modelo M_{1+2} .

Outra opção será a aplicação do espectro elástico ao modelo M_1 por forma a obter os deslocamentos máximos da estrutura, seguida da imposição desses deslocamentos à estrutura M_{1+2} . A utilização do espectro elástico anula o efeito do coeficiente de comportamento, como é requerido. Esta opção será utilizada para o dimensionamento das estruturas que cumpram os critérios para a sua aplicação expostos anteriormente no presente trabalho.

A consideração dos efeitos de 2ª ordem é verificada através da condição seguinte, presente no artigo 4.4.2.2(2):

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} < 0,10 \quad (2.6)$$

Em que:

θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

P_{tot} carga gravítica total devido a todos os pisos acima do considerado, incluindo este, na situação de projecto sísmico

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos no topo e na base do piso considerado

V_{tot} força de corte sísmica total no piso

h altura entre pisos

Caso esta condição seja verificada, podem ser desprezados os efeitos de 2ª ordem no elemento a dimensionar. Nos casos em que o factor θ esteja entre 0,1 e 0,2 os efeitos de 2ª ordem são considerados pela multiplicação dos esforços de dimensionamento pelo factor $\frac{1}{1-\theta}$. Em qualquer caso, o factor θ terá que ser menor do que 0,3.

Assim os esforços de dimensionamento serão calculados pela seguinte expressão:

$$E_d = E_{Comb. Quase Permanente} \pm E_{d,i} \times \frac{1}{1-\theta} \quad (2.7)$$

Em que $E_{d,i}$ representa os esforços resultantes da combinação da acção sísmica nas duas direcções horizontais calculados de acordo com as expressões (2.4) e (2.5).

Assim sendo, considera-se que os elementos sísmicos secundários cumprem com o pressuposto de suporte das cargas gravíticas quando os esforços de dimensionamento calculados pelos métodos acima referidos não superam os valores resistentes desses mesmos esforços calculados de acordo com o Eurocódigo 2 referente a estruturas de betão armado.

2.5.3 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS SÍSMICOS SECUNDÁRIOS

De modo a cumprir com os requisitos de não colapso e de limitação de danos mencionados anteriormente, o EC8 pressupõe que as estruturas dimensionadas de acordo com a sua constituição, devem assegurar um comportamento global dissipativo e dúctil, evitando-se assim as rupturas frágeis e a formação prematura de mecanismos instáveis. Assim sendo, e de acordo com o exposto no artigo 2.2.4.1(2)P, deve-se recorrer ao método de dimensionamento pela capacidade real (*capacity design*), estabelecendo-se assim a hierarquia de resistência dos vários elementos estruturais e dos seus modos de colapso, sempre que tal seja requerido pelo EC8, sendo este um método de dimensionamento em ductilidade.

Este método, e as disposições de projecto a ele associadas apenas se encontram tratadas no EC8 para o caso dos elementos sísmicos primários, não existindo qualquer referência sobre a sua aplicação a elementos sísmicos secundários. De facto, na secção 5.7 do EC8, é apresentado o único requisito de dimensionamento ao qual estes elementos estão sujeitos: os esforços de cálculo resultantes da análise sísmica efectuada devem ser menores que os esforços resistentes de esforço transversal, V_{Rd} , e de momento resistente, M_{Rd} , calculados de acordo com o Eurocódigo 2 (EC2). Contudo, o pressuposto do EC2 é o do dimensionamento através da adição de resistência aos elementos e não de ductilidade, ao contrário do dimensionamento pela capacidade real.

O dimensionamento dos elementos secundários efectuado através deste requisito de resistência terá, como consequência para o comportamento sísmico das estruturas, a manutenção destes em regime elástico após a ocorrência do sismo de projecto, enquanto que nos elementos primários se verificará a formação de rótulas plásticas e a ocorrência de danos estruturais elevados. Da análise deste panorama

da estrutura pode ser concluído que existirá um sobredimensionamento da mesma, pois os elementos sísmicos secundários, além de não serem considerados como resistentes ao sismo, sendo a estrutura modelada com esse pressuposto, são ainda dimensionados para não entrarem em regime plástico. Este método de dimensionamento faz com que a resistência às acções laterais dos elementos secundários, determinada, por exemplo, pela força de corte na base, sendo admitida como 15% daquela apresentada pelos elementos sísmicos primários, tenha, de facto, uma importância relativa com um valor q vezes superior, em que q representa o coeficiente de comportamento adoptado para essa estrutura.

O dimensionamento dos elementos secundários em ductilidade, não estando explicitamente disposto no EC8 poderá ser admitido como respeitante do disposto no artigo 2.2.4.1(2)P, uma vez que não é mencionada a utilização exclusiva desse tipo de dimensionamento apenas para elementos sísmicos primários. No que diz respeito às tipologias que contêm lajes fungiformes, e nomeadamente ao dimensionamento das ligações pilar-laje poderão ser adoptadas duas abordagens que diferem no local de formação da rótula plástica, tal como é proposto por (Gonçalves, 2017): uma abordagem com pilar forte-laje fraca e outra abordagem com pilar fraco-laje forte.

A abordagem pilar fraco-laje forte é baseada numa adaptação da condição de ductilidade global expressa no artigo 4.4.2.3(4), que visa a não formação de mecanismos de piso flexível, ou *soft storey*, e que é representada pela expressão seguinte:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (2.8)$$

Em que:

M_{Rc} soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó

M_{Rb} soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas

Desta condição, representativa de um conceito viga fraca-pilar forte surgem as condições representativas dos conceitos de pilar fraco-laje forte e pilar forte-laje fraca, que se encontram expressão nas equações 2.9 e 2.10, respectivamente.

$$\sum M_{Rd,laje} \geq \sum M_{Rd,pilar} \quad (2.9)$$

$$\sum M_{Rd,pilar} \geq \sum M_{Rd,laje} \quad (2.10)$$

O dimensionamento segundo o conceito de pilar fraco-laje forte leva à criação de rótulas plásticas nos pilares, e para tal poderão ser adoptadas as disposições de pormenorização de pilares que estão presentes no EC8. Segundo (Gonçalves, 2017), esta abordagem é de difícil implementação para o caso de edifícios de betão armado com um elevado número de pisos, visto que as elevadas dimensões das secções dos pilares levam a que os momentos resistentes destes sejam muito mais elevados do que os das lajes típicas de edifícios com espessuras que variam entre os 20 e os 35 centímetros. Contudo, para o caso de edifícios correntes, com um menor número de pisos, esta abordagem poderá ser de mais fácil concretização, devido às menores dimensões das secções dos pilares quando comparadas com as espessuras das lajes, podendo originar magnitudes de momentos resistentes mais comparáveis.

O conceito de dimensionamento de pilar forte-laje fraca leva à criação de rótulas plásticas nas lajes. O EC8 não apresenta quaisquer regras para a pormenorização de lajes fungiformes e, como tal, a aplicação deste conceito não pode ser baseada em disposições regulamentares implementadas válidas. Este tipo de dimensionamento é de difícil aplicação devido à sensibilidade das lajes fungiformes às questões de punçoamento, particularmente quando existem acções horizontais causadas pela acção sísmica a actuar em simultâneo com acções verticais. Uma opção para a realização deste tipo de dimensionamento, e que

pode ser encontrada no código estrutural ACI 318-14, passa pela garantia da ductilidade efectuada indirectamente através da relação entre o *drift* máximo do piso em questão e a razão entre o esforço de punçoamento actuante e o esforço de punçoamento resistente, resultantes das acções devidas às cargas verticais. No capítulo seguinte será apresentado mais detalhadamente este método, bem como os trabalhos experimentais efectuados que levaram à sua implementação.

2.6 MODELO DE VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO DO EC2

O modelo de punçoamento presente no EC2 é um modelo semi-empírico, originado em resultados experimentais, não tendo como base um modelo mecânico, sendo materializado através da verificação de tensões de corte numa zona localizada. O procedimento para a verificação da resistência de punçoamento engloba os seguintes passos:

- Verificação da tensão de punçoamento na face do pilar ou área carregada;
- Verificação da necessidade de colocação de armadura de punçoamento no primeiro perímetro de controlo, u_1 ;
- Cálculo das armaduras de punçoamento necessárias no perímetro considerado;

2.6.1 TENSÃO DE PUNÇOAMENTO ACTUANTE

A tensão de punçoamento actuante, v_{Ed} , é calculada através da divisão da carga atuante pela área útil do perímetro de controlo. Para cargas de punçoamento excêntricas a tensão de punçoamento não é uniforme ao longo da área carregada. A obtenção do seu valor máximo é efectuada através da multiplicação do seu valor médio por um coeficiente de majoração, β . Assim a expressão para a obtenção da tensão de punçoamento actuante é a seguinte:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (2.11)$$

Em que:

V_{Ed} valor da carga de punçoamento actuante

β coeficiente que tem em conta a excentricidade da carga (toma o valor 1 quando não existe excentricidade)

u_i comprimento do perímetro de controlo considerado

d altura útil do elemento, calculada como sendo a média da altura útil em duas direcções ortogonais

2.6.2 PERÍMETROS DE CONTROLO DE REFERÊNCIA

Para o caso de lajes de espessura constante o perímetro de controlo de referência, u_1 , é determinado a uma distância igual a $2d$ da área carregada. O seu traçado será aquele ao qual corresponder um comprimento mínimo. Na figura 2.4 são apresentados perímetros de controlo de referência para diferentes tipos de pilares correntes.

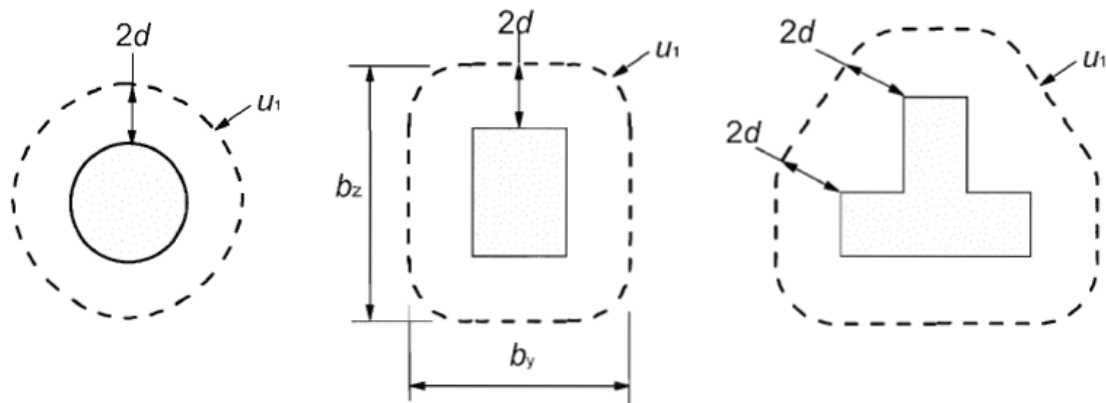


Figura 2.4 - Perímetros de controlo de referência para pilares correntes (Eurocódigo 2, 2010)

2.6.3 CARGAS DE PUNÇOAMENTO EXCÊNTRICAS

O coeficiente β presente na equação 2.11 é determinado em função da localização do pilar na laje, da forma do pilar e da existência de excentricidade da carga em uma ou duas direcções. Para a realização de análises por métodos simplificados, permitida quando a estabilidade lateral não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares e cujos vãos de tramos adjacentes não diferem em mais de 25%, podem ser utilizados os valores aproximados apresentados na figura 2.5 a seguir apresentada, em que A, B e C representam respectivamente pilares interiores, de bordo e de canto.

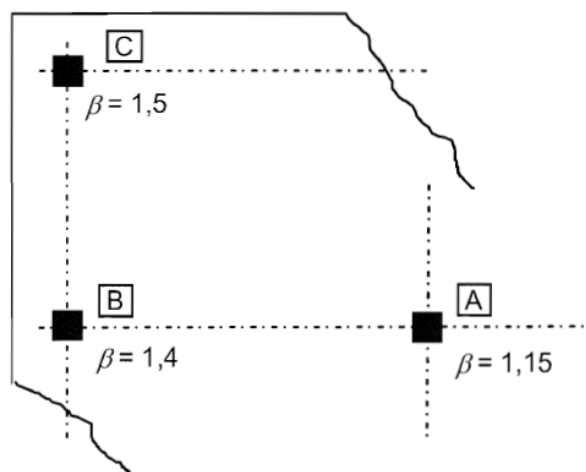


Figura 2.5 - Valores aproximados de β (Eurocódigo 2, 2010)

Nos restantes casos o coeficiente β terá de ser calculado explicitamente. São apresentadas no EC2 várias expressões para a sua determinação em função do posicionamento do pilar na laje, da sua forma e do tipo de excentricidade presente (uni ou bidireccional). Apresenta-se de seguida a fórmula para o cálculo deste factor para o caso de pilares rectangulares interiores com excentricidade nas duas direcções, pois este tipo de pilares será o foco deste trabalho.

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (2.12)$$

Em que:

e_y, e_z excentricidades $\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$ segundo os eixos y e z, respectivamente;

b_y, b_z dimensões do contorno de referência como representadas na figura 2.4

2.6.4 VERIFICAÇÃO DE TENSÃO NA FACE DO PILAR

A primeira verificação que terá de ser efectuada na verificação de segurança ao punçoamento deverá ser realizada na face exterior do pilar, através da seguinte expressão:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,máx} \quad (2.13)$$

Em que:

u_0 perímetro do contorno do pilar

$v_{Rd,máx}$ valor de cálculo da resistência máxima de punçoamento

Caso esta condição não seja cumprida, existe a necessidade de efectuar alterações à estrutura, tais como o aumento da espessura da laje, com ou sem a introdução de capitéis, ou o aumento das dimensões do pilar.

2.6.5 VERIFICAÇÃO NO PERÍMETRO DE CONTROLO

Caso a verificação de tensão no pilar seja cumprida, deverá ser realizada a verificação das tensões no perímetro de controlo para a laje sem armaduras específicas de punçoamento.

O valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de lajes sem armadura específica de punçoamento, $v_{Rd,c}$, é dado pela expressão seguinte:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (2.14)$$

Em que:

γ_c coeficiente parcial de segurança do betão, com o valor 1,5 para acções persistentes e transitórias

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d em mm

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}}$, em que ρ_{ly} e ρ_{lz} representam a taxa de armaduras longitudinais de tracção segundo duas direcções ortogonais

f_{ck} valor característico da resistência à compressão do betão em MPa

Caso este valor não permita verificar a condição $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ terá de ser colocada armadura específica de punçoamento. Esta armadura é normalmente constituída por estribos verticais ou inclinados, existindo ainda assim outros dispositivos, tais como pernos de cabeça ou perfis metálicos que podem permitir a realização deste reforço com maior rapidez e eficiência.

O valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de lajes com armaduras específicas de punçoamento, $v_{Rd,cS}$, é dado pela expressão seguinte:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \operatorname{sen} \alpha \quad (2.15)$$

Em que:

s_r espaçamento radial dos perímetros de armadura de punçoamento

A_{sw} área de um perímetro de armaduras de punçoamento

$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, com d em mm

α ângulo entre as armaduras de punçoamento e a laje, ($\alpha=90^\circ$ para estribos verticais)

A expressão anterior apenas indica a área de armadura a escolher para um dado perímetro a partir de um espaçamento entre perímetros assumido. A determinação do número de perímetros necessários é efectuado através do cálculo do perímetro de controlo a partir do qual a utilização de armaduras de punçoamento não é necessária, u_{out} . Este perímetro é calculado através da expressão a seguir apresentada.

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \quad (2.16)$$

3

ASPECTOS REGULAMENTARES DO ASCE/SEI 7-10 E DO ACI 318-14

3.1 INTRODUÇÃO

Um dos objectivos deste trabalho passa pela análise e aplicação de disposições de projecto de estruturas resistentes aos sismos contendo lajes fungiformes presentes nos códigos estruturais dos Estados Unidos da América, mais concretamente o ACI 318-14 (ACI), e a sua comparação com o proposto pelo EC8. Para que tal seja possível é necessário enquadrar aspectos relacionados com a definição da acção sísmica, os tipos de sistemas resistentes aos sismos e o seu âmbito de utilização, disposições para elementos resistentes e não resistentes aos sismos, bem como o modelo de punçoamento considerado.

O ACI é um código estrutural parcialmente comparável em termos de conteúdo aos vários Eurocódigos existentes, contendo também um capítulo especificamente destinado às estruturas resistentes aos sismos, cujas disposições são mandatórias quando confrontadas com outras idênticas presentes no restante documento.

Neste capítulo serão apresentadas as componentes e o processo conducentes à definição da acção sísmica pelo ACI, sistemas estruturais resistentes aos sismos e as suas condições de utilização, disposições de projecto específicas para edifícios com tipologias de lajes fungiformes e ainda o modelo de punçoamento por este código considerado.

3.2 DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

O ACI não apresenta disposições próprias relativas à definição da acção sísmica, permitindo a consulta e utilização de códigos gerais de edifícios para esse efeito, como são o caso do *American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute 7-10* (ASCE/SEI 7-10), o *International Building Code 2012* (IBC 2012) e o *Uniform Building Code* (UBC). Será seguidamente exposto o processo de determinação da acção sísmica apresentado pelo ASCE/SEI 7-10, pois este código é o adoptado pelo ACI na determinação de combinações de cargas, definição da acção sísmica e adequabilidade de utilização de sistemas resistentes.

3.2.1 TIPOS DE TERRENO

O ASCE/SEI 7-10 apresenta 6 diferentes classificações de solos, as quais são baseadas nos mesmos parâmetros físicos considerados pelo EC8. Contudo a categorização desses terrenos é diferente daquela apresentada pelo EC8. Na tabela 3.1 são apresentados esses tipos de solo, bem como as suas condições de caracterização.

Tabela 3.1 - Tipos de terreno considerados no ASCE/SEI 7-10

Classe do Terreno	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (KPa)
A - Rocha Dura	>1500	-	-
B - Rocha	$750 < v_{s,30} < 1500$	-	-
C - Solo muito denso e rocha mole	$360 < v_{s,30} < 750$	>50	>95
D - Solo rígido	$180 < v_{s,30} < 360$	$15 < N_{SPT} < 50$	$50 < c_u < 95$
E - Solo argiloso mole	<180	<15	<50
F - Solos requerentes de análise da resposta sísmica específica	Qualquer perfil estratográfico com mais de 10 metros que tenha um Índice de Plasticidade >20 , Teor em água $>40\%$ e coesão não drenada <25 KPa Solos vulneráveis a ruptura ou colapso sobre acção sísmica, como solos liqueficáveis, argilas com índice de plasticidade >75 e solos fracamente cimentados colapsáveis		

3.2.2 ESPECTROS DE CÁLCULO DA ACÇÃO SÍSMICA

O ASCE/SEI 7-10 apresenta um espectro de cálculo de referência a cujos valores estão associados um período de retorno de referência de 2500 anos. Estes espectros são bastante semelhantes aos propostos pelo EC8. A principal diferença relativamente à definição dos espectros de cálculo presentes no EC8 é a não dependência de um coeficiente de comportamento. Na figura 3.1 encontra-se o espectro de cálculo de referência presente no ASCE/SEI 7-10.

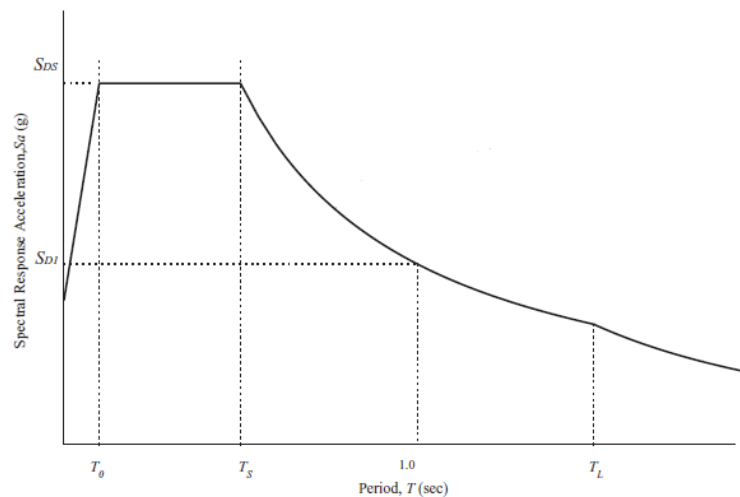


Figura 3.1 - Espectro de cálculo do ASCE/SEI 7-10 (ASCE/SEI 7-10, 2010)

As equações dos troços deste espectro são determinadas a partir dos dois parâmetros de resposta sísmica visíveis na figura 3.1, com a designação S_{DS} e S_{D1} , que representam, respectivamente, a aceleração espectral de cálculo para período curto e a aceleração espectral de cálculo para período de 1s.

Estes parâmetros de cálculo são obtidos pelas expressões seguintes:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.1)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.2)$$

Em que

$S_{MS} = F_a S_S$ aceleração espectral MCE_R (*Risk Targeted Maximum Considered Earthquake*) de período curto considerando a classe de terreno

$S_{M1} = F_v S_1$ aceleração espectral MCE_R (*Risk Targeted Maximum Considered Earthquake*) para período de 1s considerando a classe de terreno

Os termos S_S e S_1 anteriormente apresentados representam os valores mapeados das acelerações espectrais MCE_R para período curto e para o período de 1s, respectivamente. Estes valores são obtidos através da consulta dos mapas de aceleração espectrais apresentados no ASCE/SEI 7-10. A consideração do tipo de terreno é efectuada pela afetação dos valores mapeados pelos coeficientes F_a e F_v . O valor destes coeficientes é dependente do valor da aceleração espectral MCE_R associada e do tipo de terreno considerado. Na tabela 3.2 e 3.3 apresentam-se os valores dos coeficientes F_a e F_v , respectivamente. Para valores intermédios aos apresentados deverá ser utilizada uma interpolação linear.

Tabela 3.2 - Valores do coeficiente F_a

Classe do terreno	S_S (g)				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,50$	$S_S = 0,75$	$S_S = 1,00$	$S_S \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Solos que requerem determinação específica do parâmetro F_a				

Tabela 3.3 - Valores do coeficiente F_v

Classe do terreno	S_1 (g)				
	$S_1 \leq 0,25$	$S_1 = 0,50$	$S_1 = 0,75$	$S_1 = 1,00$	$S_1 \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Solos que requerem determinação específica do parâmetro F_v				

Assim sendo, as equações dos troços do espectro de cálculo apresentado no ASCE/SEI 7-10 são as seguintes:

$$0 < T < T_0: S_a = S_{DS}(0,4 + 0,6\frac{T}{T_0}) \quad (3.3)$$

$$T_0 < T < T_S: S_a = S_{DS} \quad (3.4)$$

$$T_S < T < T_L: S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.5)$$

$$T_S < T < T_L: S_a = S_{D1} \frac{T_L}{T^2} \quad (3.6)$$

Em que:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

T_L período de transição para o troço de período longo (deslocamento constante)

3.2.3 CATEGORIAS DE RISCO

A importância dos edifícios está reflectida nas consequências para a sociedade do seu eventual colapso. A utilização de categorias de risco no ASCE/SEI 7-10 procura acautelar essas consequências ao aumentar as cargas actuantes nas estruturas nos casos de acções devidas ao vento ou neve, ou ao restringir os sistemas estruturais resistentes aos sismos possíveis de serem utilizados para uma dada estrutura. São de seguida apresentadas na tabela 3.4 as categorias de risco de edifícios descritas no ASCE/SEI 7-10.

Tabela 3.4 - Categorias de Risco do ASCE/SEI 7-10

Categoria de Risco	Uso ou ocupação dos edifícios
I	Edifícios e outras estruturas que representam um baixo risco para a vida humana em caso de colapso
II	Todos os edifícios ou estruturas não listadas nas Categorias de Risco I, III e IV
III	Edifícios e estruturas cujo colapso pode representar um risco substancial para a vida humana Edifícios e estruturas, não incluídas na Categoria de Risco IV, com potencial para causar um impacto económico substancial e/ou causar uma perturbação em grande escala da vida civil quotidiana em caso de colapso Edifícios e estruturas não incluídas na Categoria de Risco IV que contêm substâncias tóxicas ou explosivas em quantidade suficiente para causar uma ameaça à sociedade civil
IV	Edifícios ou outras estruturas designadas como infraestruturas essenciais Edifícios e outras estruturas cujo colapso pode causar um perigo substancial à sociedade Edifícios e outras estruturas necessárias ao funcionamento de outras estruturas de Categoria de Risco IV

3.3 SEISMIC DESIGN CATEGORY (SDC)

A escolha dos elementos resistentes aos sismos permitidos para uma dada acção sísmica é efectuada através da atribuição de uma categoria de projecto sísmico, SDC (*seismic design category*). Essa atribuição está dependente do nível de acção sísmica actuante, representado separadamente pelos parâmetros S_{DS} e S_{D1} anteriormente expostos, e também pela categoria de risco do edifício considerado. São consideradas 6 categorias de projecto sísmico, designadamente, e por ordem crescente de exigência, A, B, C, D, E e F.

A SDC A é atribuída a estruturas sujeitas a forças sísmicas de intensidade muito baixa e que não necessitam de disposições de projecto adicionais às normais disposições de execução de estruturas para a acção não sísmica. As estruturas da SDC B estarão sujeitas a níveis de intensidade sísmica baixa ocorrendo em intervalos de tempo longos. A SDC C é composta por estruturas sujeitas a acelerações do terreno de intensidade moderadas. Finalmente nas SDC D, E e F as estruturas poderão estar sujeitas a acelerações de intensidade elevada. As classes E e F são classes especiais de projecto sísmico, em que o valor de S_1 para o terreno considerado é maior do que 0,75 g. A diferença entre estas classes está relacionada com a categoria de risco do edifício a construir: caso esta pertença às categorias I, II ou III será classificado como SDC E, caso contrário será classificado como SDC F, para a categoria de risco IV. Os sistemas resistentes permitidos para este tipo de estruturas são bastante limitados, além de necessitarem de cumprir com disposições de projecto mais exigentes.

A determinação da SDC para as restantes categorias é efectuada pela comparação dos valores de cálculo, S_{D1} e S_{DS} , com as tabelas 3.5 e 3.6 a seguir apresentadas, respectivamente. A SDC a atribuir será a mais gravosa que resultar da consulta dessas tabelas.

Tabela 3.5 - Determinação da SDC com base no parâmetro S_{DS}

S_{DS} (g)	Categoria de Risco	
	I, II e III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$S_{DS} \geq 0,50$	D	D

Tabela 3.6 - Determinação da SDC com base no parâmetro S_{D1}

S_{D1} (g)	Categoria de Risco	
	I, II e III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$S_{D1} \geq 0,20$	D	D

3.4 ESCOLHA DE SISTEMAS ESTRUTURAIS RESISTENTES AOS SISMOS

A escolha da SDC no projecto de uma estrutura permite, numa fase de pré-dimensionamento, efectuar a escolha dos elementos resistentes aos sismos que podem ser utilizados na mesma. Adicionalmente esta escolha poderá também impor limitações à altura máxima com que essa estrutura poderá ser concebida., em função do sistema estrutural considerado.

Estes sistemas resistentes, tal como é também considerado no EC8, são dimensionados para que a sua resposta à acção sísmica decorra em regime não-linear, através da dissipação de energia. A categorização destes requisitos de dissipação de energia é efectuada pelo ASCE/SEI 7-10, e adoptada também na nomenclatura do ACI, através de três termos: *ordinary*, *intermediate* e *special*. Para um mesmo elemento estrutural, a utilização da classe *special* implicará requisitos de pormenorização de armaduras bastante mais exigentes do que para um elemento considerado como *ordinary*, que não é sujeito a disposições adicionais relativamente a uma estrutura que não seja dimensionada para resistir a um sismo. Assim pode ser inferida uma correlação simples entre esses níveis de resposta inelástica e as classes de ductilidade apresentadas no EC8, apresentada na tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Correlação entre níveis de resposta do ASCE/SEI 7-10 e classes de ductilidade do EC8

Nível de Resposta ASCE/SEI 7-10	Classe de Ductilidade EC8
<i>Ordinary</i>	DCL
<i>Intermediate</i>	DCM
<i>Special</i>	DCH

Esta correlação, sendo representativa da relação entre o ASCE/SEI 7-10 e o EC8 ao nível de exigências de ductilidade para a maioria dos sistemas resistentes considerados, apresenta ainda assim algumas lacunas no que diz respeito à categorização de paredes estruturais resistentes a sismos, uma vez que estas apenas se encontram categorizadas com a nomenclatura *ordinary* ou *special*, pelo que neste caso particular as classes DCM e DCH podem ser mais representativas dos requisitos de ductilidade das mesmas.

Na tabela 3.8 e 3.9 são apresentados os termos presentes no ASCE/SEI 7-10 para os sistemas resistentes aos sismos de estruturas de betão armado constituídos por sistemas de paredes ou sistemas porticados, respectivamente, a sua correlação com aqueles apresentados no EC8, bem como a sua adequabilidade de execução mediante a categoria de projecto sísmica considerada (as estruturas classificadas como pertencendo à SDC A não necessitam de sistemas resistentes aos sismos ou disposições de projecto adicionais, não sendo aplicáveis os critérios a seguir apresentados).

Tabela 3.8 - Sistemas resistentes de paredes e as suas limitações estruturais de acordo com o ASCE/SEI 7-10

Sistema Resistente ASCE/SEI 7-10	Sistema Resistente equivalente no EC8	Limitações estruturais, incluindo a altura máxima (m)				
		SDC				
		B	C	D	E	F
<i>Ordinary RC bearing wall systems</i>	Sistema de paredes da classe DCM	Sem limitações	Sem limitações	Não permitido	Não permitido	Não permitido
<i>Special RC bearing wall systems</i>	Sistema de paredes da classe DCH	Sem limitações	Sem limitações	50	50	30

Tabela 3.9 - Sistemas resistentes porticados e as suas limitações estruturais de acordo com o ASCE/SEI 7-10

Sistema Resistente ASCE/SEI 7-10	Sistema Resistente equivalente no EC8	Limitações estruturais, incluindo a altura máxima (m)				
		SDC				
		B	C	D	E	F
<i>Ordinary moment frame system</i>	Sistema porticado da classe DCL	Sem limitações	Não permitido	Não permitido	Não permitido	Não permitido
<i>Intermediate moment frame system</i>	Sistema porticado da classe DCM	Sem limitações	Sem limitações	Não permitido	Não permitido	Não permitido
<i>Special moment frame system</i>	Sistema porticado da classe DCH	Sem limitações	Sem limitações	Sem limitações	Sem limitações	Sem limitações

A classificação de sistemas mistos, também designados como sistemas duais no ASCE/SEI 7-10, apresenta algumas diferenças relativamente ao disposto no EC8. A definição presente no ASCE/SEI 7-10 para este tipo de sistemas é sistemas duais com pórticos capazes de resistir a pelo menos 25% das forças sísmicas prescritas. Adicionalmente, esta definição envolve outro nível de complexidade, pois os pórticos e as paredes estruturais constitutivas do sistema dual podem ainda apresentar combinações dos níveis de exigência de ductilidade, *intermediate* e *special* no caso dos pórticos e *ordinary* e *special* para as paredes, o que dificulta uma correlação directa com os sistemas mistos equivalentes a paredes ou a pórticos presentes no EC8. Contudo, como será discutido numa secção posterior, os sistemas resistentes compostos por lajes fungiformes são obrigatoriamente enquadrados como sistemas porticados com exigência de ductilidade *intermediate*. Assim é possível relacionar estes dois tipos de sistemas estruturais com o sistema misto equivalente a paredes presente no EC8. Na tabela 3.10 apresenta-se essa relação para diferentes exigências de ductilidade, bem como as limitações estruturais ao seu uso.

Tabela 3.10 - Sistemas resistentes mistos equivalentes a paredes e as suas limitações estruturais de acordo com o ASCE/SEI 7-10

Sistema Resistente ASCE/SEI 7-10	Sistema Resistente equivalente no EC8	Limitações estruturais, incluindo a altura máxima (m)				
		SDC				
		B	C	D	E	F
<i>Dual systems with ordinary RC shear walls and intermediate moment frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces</i>	Sistema misto equivalente a paredes da classe DCM	Sem limitações	Sem limitações	Não permitido	Não permitido	Não permitido
<i>Dual systems with special RC shear walls and intermediate moment frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces</i>	Sistema misto equivalente a paredes da classe DCH	Sem limitações	Sem limitações	50	30	30

3.5 COEFICIENTES DE PROJECTO SÍSMICO

No ponto 3.2 deste trabalho foi apresentado o processo de determinação do espectro de resposta de cálculo a considerar no dimensionamento das estruturas resistentes aos sismos. Apesar de o método de análise linear modal com espectro de resposta poder ser implementado para estruturas correntes de betão armado, o intuito do ASCE/SEI 7-10 é o da simplificação dos modelos de análise considerados. Como tal, o objectivo do ASCE/SEI 7-10 passa maioritariamente pela implementação de métodos de análise linear estáticos, como o método das forças laterais equivalentes. Para tal são considerados 3 coeficientes para o projecto sísmico, R , C_d e Ω_o , que serão de seguida discutidos. Na figura 3.2 apresenta-se uma curva típica da relação *drift*-corte basal para uma dada acção sísmica, com a representação gráfica desses factores.

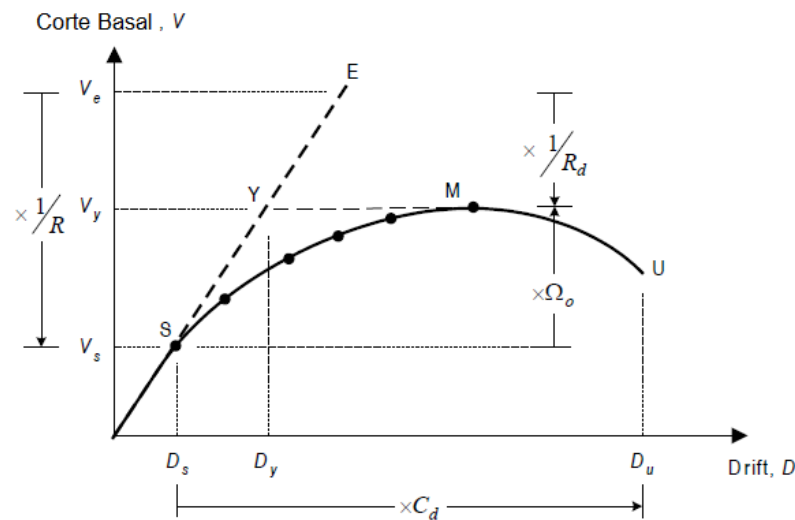


Figura 3.2 - Representação gráfica dos coeficientes de projecto sísmico numa relação drift-corte basal (Adaptado de SEAOC Seismology Committee, 2008)

3.5.1 RESPONSE MODIFICATION FACTOR (R)

O coeficiente R , designado por *response modification factor*, ou factor de modificação da resposta tem um propósito em tudo idêntico ao do coeficiente de comportamento, q , discutido no capítulo anterior: a redução de um nível de força elástica para um nível de força de cálculo equivalente a uma possível maior ou menor resposta da estrutura em regime inelástico, como pode ser observado na figura 3.2, em que os pontos E e S representam, respectivamente, a força elástica e a força de cálculo. Os valores deste factor para os sistemas estruturais adoptados pelo ASCE/SEI 7-10 são apresentados na tabela 3.11. Uma comparação dos valores adoptados por este código com aqueles apresentados pelo EC8 para sistemas estruturais idênticos, apresentada na tabela 3.12, permite concluir que os valores considerados pelo ASCE/SEI 7-10 são, em geral, superiores aos adoptados pelo EC8. Segundo (Ferraioli *et al.*, 2014), este aumento pode ser atribuído em parte às diferenças nas combinações de cargas utilizadas e também a diferentes coeficientes parciais de segurança dos materiais. Para (Kappos, 1999), a realização de ajustes aos valores de R e q tendo em conta essas diferenças permite reduzir as discrepâncias verificadas. Os valores de R adoptados pressupõem, segundo (Ferraioli *et al.*, 2014), a existência de uma sobrerresistência nas estruturas, e que pode ser assumida sem necessidade de cálculo ou verificação, o que não acontece no EC8, no qual o fator α_u/α_1 , abordado no capítulo anterior necessita de cálculo rigoroso ou da escolha de valores aproximados.

Tabela 3.11 - Valores de R para sistemas estruturais correntes segundo o ASCE/SEI 7-10

Sistema estrutural do ASCE/SEI 7-10	R
Ordinary RC bearing wall systems	4
Special RC bearing wall systems	5
Ordinary moment frame system	3
Intermediate moment frame system	5
Special moment frame system	8
Dual systems with ordinary RC shear walls and intermediate moment frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces	5,5
Dual systems with special RC shear walls and intermediate moment frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces	6,5

Tabela 3.12 - Comparação entre os valores de R e q prescritos para diferentes sistemas resistentes

Sistema estrutural do ASCE/SEI 7-10	R	Sistema resistente equivalente no EC8	q
<i>Ordinary RC bearing wall systems</i>	4	Sistema de paredes da classe DCM	3
<i>Special RC bearing wall systems</i>	5	Sistema de paredes da classe DCH	$4 \alpha_u/\alpha_1$
<i>Ordinary moment frame system</i>	3	Sistema porticado da classe DCL	1,5
<i>Intermediate moment frame system</i>	5	Sistema porticado da classe DCM	3
<i>Special moment frame system</i>	8	Sistema porticado da classe DCH	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
<i>Dual systems with ordinary RC shear walls and intermediate moment frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces</i>	5,5	Sistema misto equivalente a paredes da classe DCM	$3 \alpha_u/\alpha_1$
<i>Dual systems with special RC shear walls and intermediate moment frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces</i>	6,5	Sistema misto equivalente a paredes da classe DCH	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$

3.5.2 DEFLECTION AMPLIFICATION FACTOR (C_D)

O factor de amplificação da deformação (*deflection amplification factor*), C_d , tem como objectivo a previsão da deformação máxima, D_u , expectável de uma estrutura a partir da deformação para a força lateral de cálculo, D_s , com o propósito de controlar danos em elementos não-estruturais e efectuar análises aos efeitos de 2ª ordem. Isto é feito através da multiplicação do deslocamento de cálculo pelo factor de amplificação, tal como é evidenciado na figura 3.2. No contexto do EC8, este efeito é conseguido através da aplicação aos deslocamentos elásticos do coeficiente de comportamento, de modo análogo ao que acontece para a redução das forças actuantes na estrutura a forças de cálculo. Contudo, de acordo com o ASCE/SEI 7-10 este factor toma valores diferentes do factor R anteriormente descrito, sendo que, segundo (*SEAOC Seismology Committee, 2008*), o rácio entre C_d e R encontra-se entre 0,5 e 1.

3.5.3 STRUCTURAL OVERSTRENGTH FACTOR (Ω_o)

Na metodologia de dimensionamento dos elementos estruturais segundo o proposto pelo ASCE/SEI 7-10 existem 2 tipos de elementos estruturais consoante a resposta estrutural expectável: elementos dimensionados pela ductilidade, pormenorizados para se deformarem inelasticamente, e elementos dimensionados através de resistência, que se mantêm no regime elástico durante a ocorrência dos sismos, analogamente ao que é no EC8. Estes elementos durante a ocorrência do sismo estariam sujeitos a níveis de força maiores que o nível de força de cálculo, representados pelos pontos M e S na figura 3.2, respectivamente. Para considerar esse efeito é introduzido o factor de sobrerresistência estrutural (*structural overstrength factor*), Ω_o , para que esses elementos sejam dimensionados com as forças reais atuantes nesses elementos na formação do mecanismo de colapso. Este factor tem uma correspondência parcial com o coeficiente de sobrerresistência, α_u/α_1 , descrito no EC8, sendo também um factor constituinte do factor R , tal como o coeficiente α_u/α_1 é do coeficiente de comportamento. Contudo, a utilização dada a estes factores pelos dois códigos analisados é bastante diferente, uma vez que o coeficiente de sobrerresistência, α_u/α_1 , tem como propósito considerar a redundância de uma estrutura no cálculo do coeficiente de comportamento a utilizar na definição da acção sísmica de cálculo do EC8, com isso contribuindo para determinar a capacidade de exploração do regime não-linear de uma estrutura, enquanto que o factor de sobrerresistência estrutural é um factor com aplicação directa no dimensionamento de elementos estruturais. Adicionalmente, o coeficiente α_u/α_1 apenas tem em conta a redundância estrutural, não considerando as sobrerresistência dos materiais. Segundo (*SEAOC Seismology Committee, 2008*), este factor pode ainda ser subdividido em três componentes de acordo com a expressão seguinte:

$$\Omega_o = \Omega_D \Omega_M \Omega_S \quad (17)$$

Em que:

Ω_D rácio entre a força lateral correspondente à primeira cedência significativa baseado nas resistências características dos materiais e a força lateral de cálculo

Ω_M sobrerresistência dos materiais, representada pelo rácio entre a força lateral correspondente à primeira cedência significativa com as resistências reais dos materiais e a força lateral correspondente à primeira cedência significativa com as resistências características

Ω_S sobrerresistência do sistema estrutural, representada como o rácio entre a força lateral na formação do mecanismo de colapso e a força lateral correspondente à primeira cedência significativa com as resistências reais dos materiais

Na figura 3.3 encontra-se uma representação gráfica dos constituintes do factor Ω_0 numa relação *drift*-corte basal, em que os factores Ω_D , Ω_M e Ω_S são representados pelo rácio entre os pontos 2 e 1, 3 e 2, e M e 3, respectivamente.

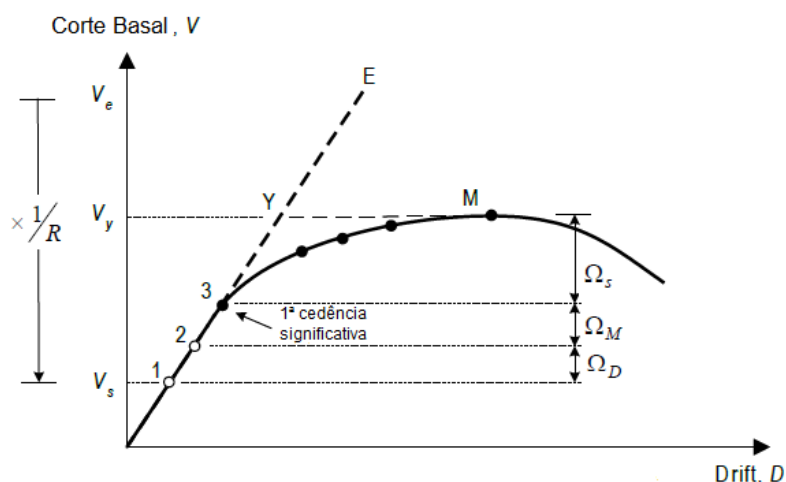


Figura 3.3 - Representação gráfica dos constituintes do factor de sobre-resistência numa relação *drift*-corte basal (Adaptado de SEAOC Seismology Committee, 2008)

3.6 PROJECTO DE ESTRUTURAS RESISTENTES AOS SISMOS SEGUNDO O ACI 318-14

Neste subcapítulo serão apresentadas as questões mais relevantes para o estudo a efectuar relativamente às disposições presentes no ACI 318-14 para o projecto de estruturas resistentes aos sismos, com particular ênfase para as lajes fungiformes, quer como elemento resistente à acção sísmica, quer como elemento não resistente à acção sísmica. Serão também apresentados os trabalhos de investigação realizados que conduziram à implementação dessas disposições.

3.6.1 COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR-LAJE FUNGIFORME SUJEITA A ACÇÕES HORIZONTAIS CÍCLICAS

A investigação do comportamento de lajes fungiformes sujeitas a acções horizontais cíclicas, como é o caso da acção sísmica, tem aumentado significativamente nas últimas décadas, devido quer à proliferação da utilização desta tipologia estrutural no parque construído, quer à ocorrência de acidentes com colapsos parciais ou totais de edifícios, maioritariamente parques de estacionamento ou centros comerciais, após a ocorrência de sismos de intensidade moderada a forte. Estes colapsos foram originados por esforços de punçoamento actuantes não comportáveis com o dimensionamento efectuado, que em algumas situações não previu a colocação de armaduras de punçoamento específicas. A rotura de lajes para cargas laterais estáticas ocorre devido a uma concentração de tensões de corte actuantes numa parte da secção crítica. Esta concentração de tensões é devida aos momentos transferidos pela laje ao pilar, que originam uma situação de punçoamento excêntrico, e logo uma distribuição das tensões de corte não uniforme. O aumento de carga causado pela redistribuição de esforços aos restantes pilares poderá originar um colapso progressivo da estrutura.

Nos casos em que as cargas laterais têm um carácter cíclico esta ruptura por punçoamento poderá ocorrer para níveis de carga substancialmente inferiores aos níveis de carga resistentes expectáveis para acções estáticas. Segundo (Kang e Wallace, 2006), este facto é atribuível a uma degradação da capacidade resistente de corte da laje na secção crítica. Quando essa degradação causa a igualdade da capacidade resistente com o corte actuante dá-se a ruptura da laje, o que pode ser observado na figura 3.4.

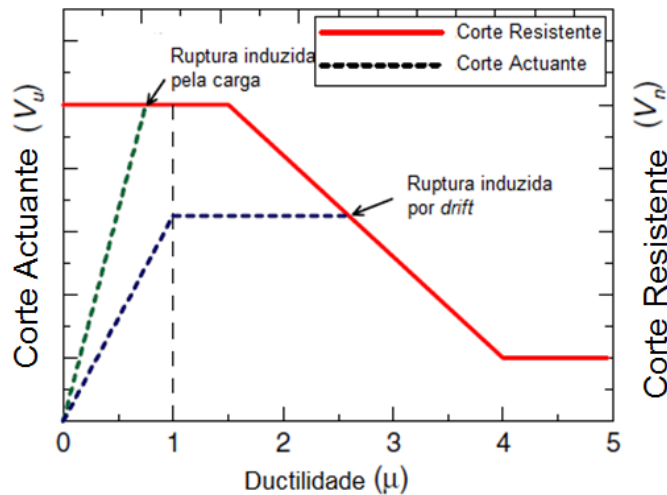


Figura 3.4 - Comparação entre a ruptura de punçoamento para cargas estáticas e cíclicas (Adaptado de Kang e Wallace, 2006)

Vários estudos realizados têm demonstrado uma grande correlação entre o rácio de esforço de punçoamento atuante e resistente sem utilização de armaduras, $V_{Ed}/V_{Rd,c}$, e a capacidade da estrutura de acomodar *drifts* mais elevados, tal como constataram (Pan e Moehle, 1989) e (Almeida e Inácio, 2014).

Os estudos realizados por (Almeida e Inácio, 2014) consistiram no ensaio de 6 modelos representativos de ligações pilar-laje diferentes, sujeitos a cargas gravíticas e laterais cíclicas ou estáticas, dos quais quatro não continham armaduras de punçoamento e os dois restantes continham armaduras de punçoamento dispostas radialmente ou em cruz em relação ao pilar. Os resultados desses ensaios demonstraram uma proporcionalidade inversa nas lajes sem armadura de punçoamento entre o rácio da solicitação de punçoamento actuante e a capacidade de *drift*, sucedendo o mesmo para a rigidez das ligações. Os valores de *drift* atingidos sem perda significativa de carga suportada para os casos em que a solicitação de carga gravítica era de $0,3V_{Rd,c}$, $0,4V_{Rd,c}$ e $0,5V_{Rd,c}$ foram de 2%, 1,5% e 1,0%, respectivamente. Já para o caso das lajes com armaduras de punçoamento, a solicitação gravítica imposta foi de $0,5V_{Rd,c}$. O comportamento para as acções laterais das lajes com armadura de punçoamento foi bastante melhor que o das lajes sem armadura de punçoamento, sendo atingidos *drifts* de 3,5% e 4,5% sem perda de carga suportada significativa, para os casos de disposição da armadura radial e em cruz, respectivamente. Nas figuras 3.5 e 3.6 podem ser observados os gráficos com a relação deslocamento de topo-*drift* para os casos das lajes com e sem armaduras de punçoamento, respectivamente.

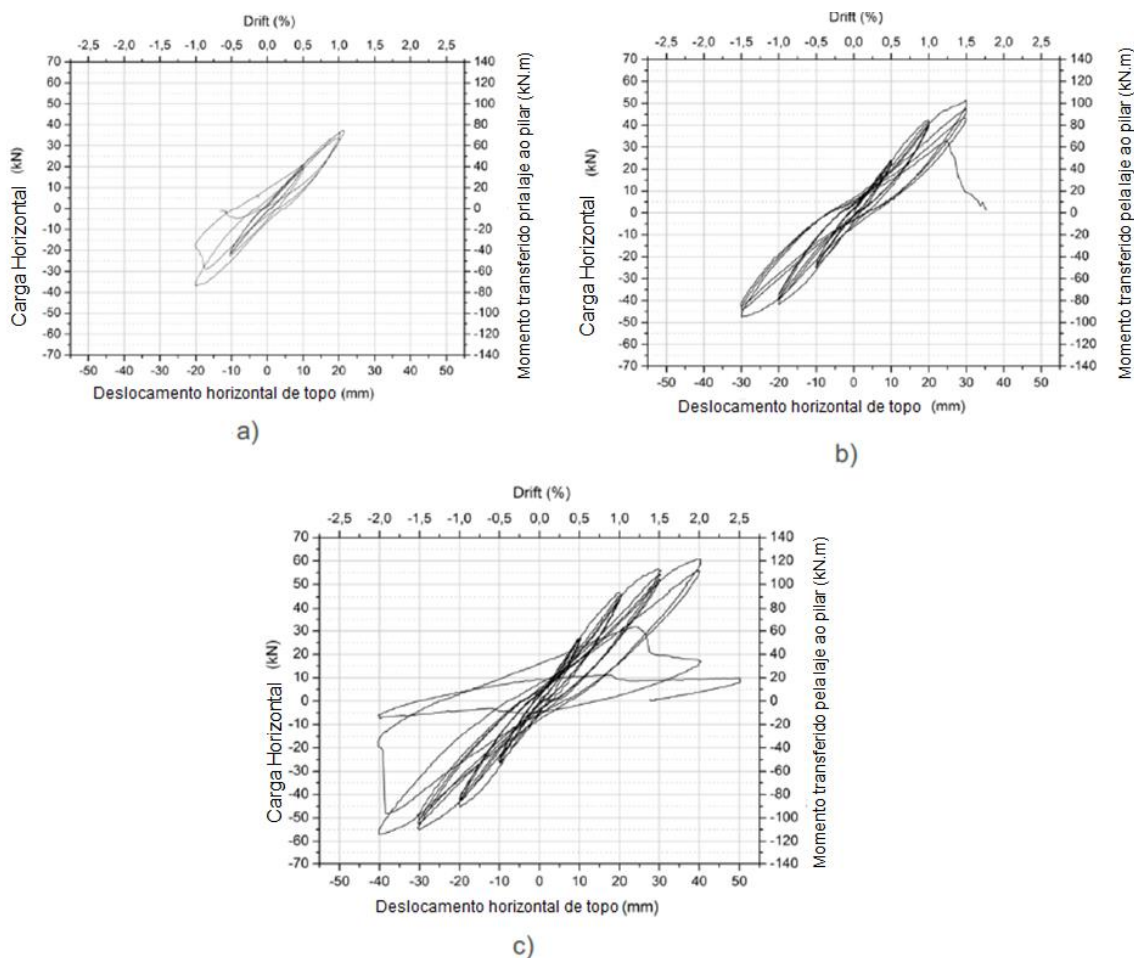


Figura 3.5 - Gráficos da relação deslocamento de topo-drift para diferentes rácios de solitação vertical sem armaduras de punção: a) 0,5VRd,c; b) 0,4VRd,c; c) 0,3VRd,c (Adaptado de Almeida e Inácio, 2014)

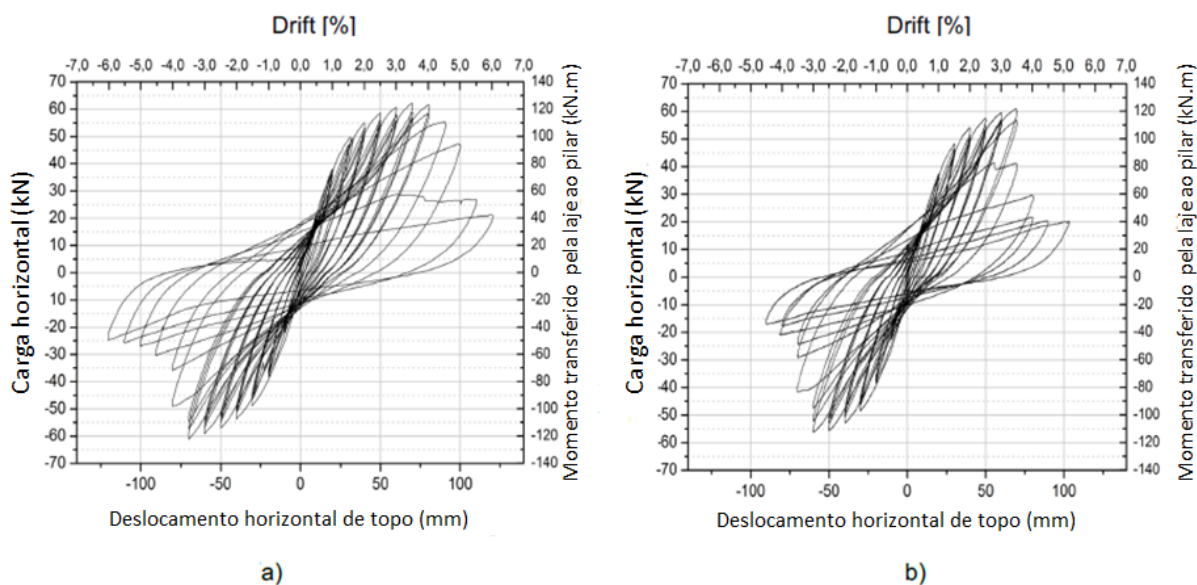


Figura 3.6 - Gráficos da relação deslocamento de topo-drift para lajes com diferentes disposições de armaduras de punção: a) em cruz; b) radial (Adaptado de Almeida e Inácio, 2014)

Os ensaios experimentais de ligações laje-pilar levados a cabo por (Moehle, 1996) e (Megally e Ghaly, 2000) serviram de base para a implementação de um critério de dimensionamento de lajes fungiformes sujeitas a acções sísmicas, baseado no controlo do rácio entre a tensão de punçoamento devido às cargas gravíticas e a tensão resistente ao punçoamento sem armaduras, e o *drift* verificado na estrutura para a acção sísmica. Na figura 3.7 é apresentada uma representação gráfica desse critério, que será abordado com mais pormenor de seguida, bem como uma dispersão dos vários tipos de ensaios que o originaram.

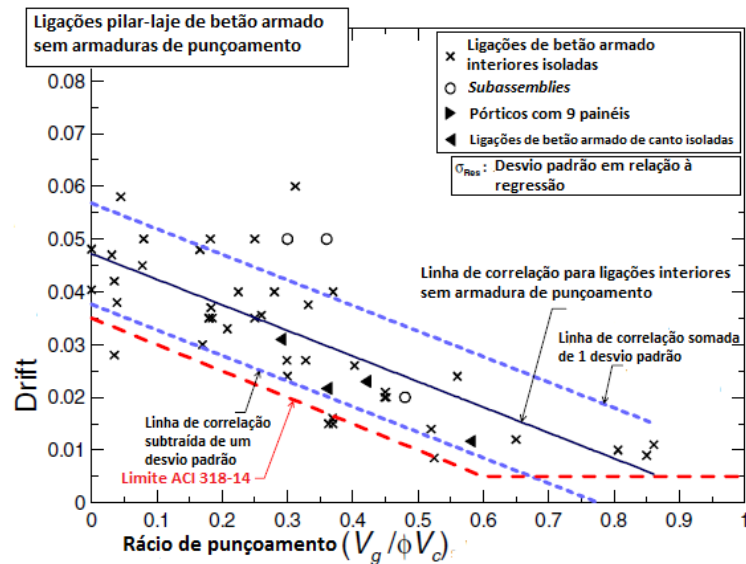


Figura 3.7 - Linhas de correlação de ensaios efectuados e limite proposto pelo ACI 318-14 (Adaptado de Kang e Wallace, 2006)

3.6.2 COMBINAÇÕES DE CARGAS CONSIDERADAS

As combinações de cargas mais relevantes para o dimensionamento de estruturas, particularmente aquelas resistentes aos sismos, propostas pelo ASCE/SEI 7-10 e adoptadas pelo ACI 318-14 são apresentadas na tabela 3.13, juntamente com a acção de base considerada nessa combinação. As acções D, L, W, E, S e R representam respectivamente, as acções permanentes (*dead load*), as acções variáveis (*live load*), a acção do vento (*wind load*), a acção sísmica (*earthquake load*), a acção da neve (*snow load*) e a acção da chuva (*rain load*).

Tabela 3.13 - Combinações de carga consideradas no ACI 318-14

Combinação	Equação	Acção de base
(a)	1,4D	D
(b)	1,2D+1,6L+0,5(S ou R)	L
(c)	1,2D+1,0W+1,0L+0,5(S ou R)	W
(d)	1,2D+1,0E+1,0L+0,2S	E
(e)	0,9D+1,0E	E

3.6.3 MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

A distribuição das forças sísmicas pelos elementos das estruturas deverá ser efectuado pela análise de modelos das estruturas elásticos lineares sujeitos às acções discutidas anteriormente.

A interacção entre elementos estruturais e não estruturais, e o seu efeito na resposta linear ou não linear das estruturas deve ser estudado na análise de estruturas designadas como pertencentes às classes B, C, D, E e F. Apesar do dimensionamento de elementos não estruturais não fazer parte do âmbito do ACI, este pressuposto visa que esta interacção não cause o colapso de sistemas estruturais devido, por exemplo, ao efeito de pilar curto causado por paredes de alvenaria.

A consideração de certos elementos estruturais, como ligações pilar-laje fungiforme ou ligações pilar-viga, como não fazendo parte do sistema resistente às acções sísmicas é permitida. Contudo, o seu efeito na resposta da estrutura deve ser considerado no processo de dimensionamento. Este pressuposto indica que, ao contrário do que é proposto no EC8, a rigidez destes elementos às acções laterais deve ser considerada na modelação da estrutura.

Para que os valores dos deslocamentos laterais obtidos pela análise estrutural efectuada sejam mais próximos dos valores reais, a rigidez lateral dos elementos estruturais deve ter em conta a provável fendilhação que ocorrerá devido à acção sísmica. Para tal, o ACI permite que, simplificada, a rigidez lateral fendilhada seja considerada como metade da rigidez não fendilhada na generalidade dos elementos estruturais. Contudo, para o caso de lajes fungiformes que façam parte de ligações pilar-laje pertencentes a sistemas resistentes aos sismos, é recomendada a utilização de modelos mais detalhados para a definição dessa rigidez não fendilhada, com o objectivo de obter melhores resultados na transmissão de cargas laterais entre elementos estruturais verticais. A consideração destes modelos mais detalhados está fora do âmbito desta dissertação e como tal a abordagem simplificada será considerada, tal como acontece nas disposições de modelação do EC8.

3.6.4 DISPOSIÇÕES ESPECÍFICAS PARA LIGAÇÕES PILAR-LAJE FUNGIFORME

Serão, seguidamente, apresentadas as disposições de projecto para o dimensionamento de ligações pilar-laje, tanto para os casos em que estas são designadas como parte do sistema resistente às acções sísmicas, como quando o sistema resistente às acções sísmicas não é por elas composto. As disposições relativas à colocação de armaduras serão apresentadas devido à sua pertinência, mas não serão aprofundadas, visto que esse não é um dos objectivos deste trabalho.

3.6.4.1 Disposições de projecto para ligações pilar-laje como elementos não resistentes ao sismo

Os elementos estruturais designados como não fazendo parte do sistema resistente aos sismos apresentam, no ACI, disposições específicas para melhorar o seu desempenho sob a acção sísmica. Estas disposições apenas devem ser aplicadas quando à estrutura tiver sido atribuída uma categoria de projecto sísmica, SDC, D, e F. Nas restantes SDC apenas as recomendações gerais para cada elemento estrutural necessitam de ser cumpridas.

Estes elementos estruturais, tal como ocorre no EC8, têm como principal requisito a capacidade de suportar as cargas gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos de cálculo. Para tal as disposições de projecto apresentadas visam permitir a ocorrência de uma cedência de flexão dúctil, providenciando uma resistência de corte suficiente.

A avaliação dos efeitos dos sismos é realizada conjugando a combinação de carga mais gravosa entre as combinações (d) e (e) que constam da tabela 3.13, actuando simultaneamente com os deslocamentos de cálculo.

As disposições específicas para ligações pilar-laje fungiforme (*slab-column connections of two-way slabs without beams*) sujeitas às acções sísmicas visam reduzir a probabilidade de ocorrência de uma ruptura por punçoamento devido aos *drifts* que estas terão que acomodar. Tal é efectuado através de uma garantia de ductilidade implícita no cumprimento de um critério limitante, num cenário de pilar forte-laje fraca.

Esse critério, já apresentado na figura 3.7, e que será de seguida aprofundado, visa aferir a necessidade de armadura específica de punçoamento para o controlo da ruptura de punçoamento para o *drift* actuante na estrutura. Existe uma necessidade de dimensionamento de armadura de punçoamento caso a expressão seguinte seja cumprida:

$$\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0,035 - \frac{1}{20} \frac{v_{ug}}{\phi v_c} \quad (3.8)$$

Em que:

$\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ valor do *drift* de cálculo para o piso a analisar, considerado como sendo o maior dos valores obtidos através dos pisos adjacentes acima e abaixo da ligação pilar-laje considerada

v_{ug} tensão actuante de punçoamento no modelo do ACI 318-14 devido a cargas gravíticas e sem consideração de transferência de momento entre a laje e o pilar

ϕv_c tensão resistente de punçoamento no modelo do ACI 318-14 de lajes sem armaduras de punçoamento

Nos casos em que $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ seja menor que 0,005 a equação 3.8 não é aplicável, não sendo necessária a utilização de armaduras de punçoamento. Uma representação gráfica do critério encontra-se na figura 3.8.

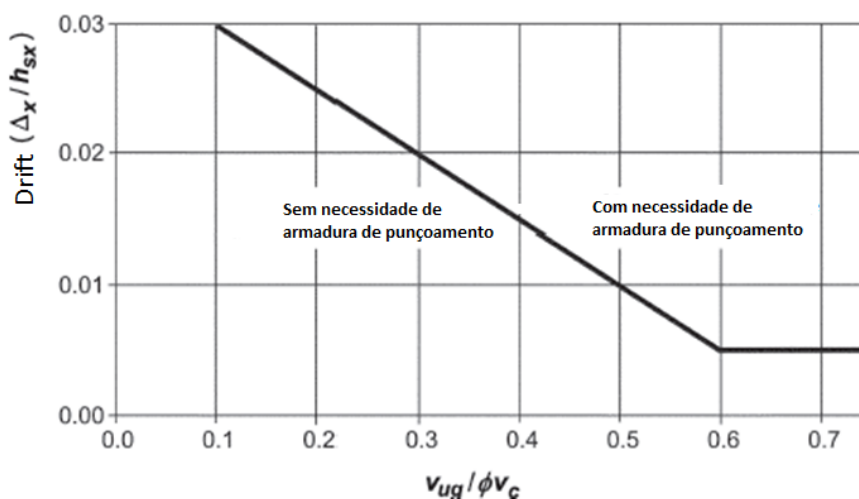


Figura 3.8 - Representação gráfica do critério para a determinação da necessidade de armadura de punçoamento descrito no ACI 318-14 (Adaptado de ACI 318-14, 2014)

Este requisito pode ser satisfeito quer através da utilização de armaduras de punçoamento, quer através de alterações aos elementos, como o aumento da espessura da laje, ou através da diminuição das deformações máximas pela alteração para sistemas estruturais resistentes diferentes.

No caso de o cumprimento deste critério ser efectuado pela introdução de armaduras de punçoamento, é imposto pelo ACI um valor mínimo de tensão resistente que deve ser proporcionada pelas mesmas, e que deve ser superior a $0,29\sqrt{f_{ck}}$. Adicionalmente estas armaduras devem estender-se em pelo menos 4 vezes a espessura da laje a partir da face do pilar adjacente à secção crítica da laje.

3.6.4.2 Disposições de projecto para ligações pilar-laje como elementos resistentes ao sismo

A utilização de sistemas resistentes a sismos contendo lajes fungiformes é permitida pelo ACI mediante as condições de intensidade da acção sísmica conducentes à atribuição a uma estrutura das SDC B e C. Para esse efeito, essas lajes são enquadradas na classe de ductilidade do ACI anteriormente referida denominada de *intermediate moment frames*,

As combinações de carga a considerar para este caso são as mesmas que foram consideradas para os elementos não resistentes aos sismos, ou seja as combinações (d) e (e) da tabela 3.13.

É considerado que parte do momento de cálculo a transferir na ligação, M_{sc} , é transmitido pela laje através de flexão, enquanto que a restante parcela é transferida pela excentricidade de corte. A parcela transmitida através de flexão da laje é designada de $\gamma_f M_{sc}$.

As armaduras para resistir a M_{sc} terão de ser colocadas dentro da faixa do pilar correspondente, considerada como tendo uma largura para cada lado do centro do pilar igual a 1/4 do menor vão nas duas direcções. Na largura efectiva da laje, considerada como sendo a largura do pilar ou capitel somada de 1,5 vezes a altura da laje em cada lado do pilar, terá de ser colocada armadura para resistir a $\gamma_f M_{sc}$, que não deverá ser inferior a metade daquela colocada para resistir a M_{sc} . Estas disposições encontram-se representadas na figura 3.9.

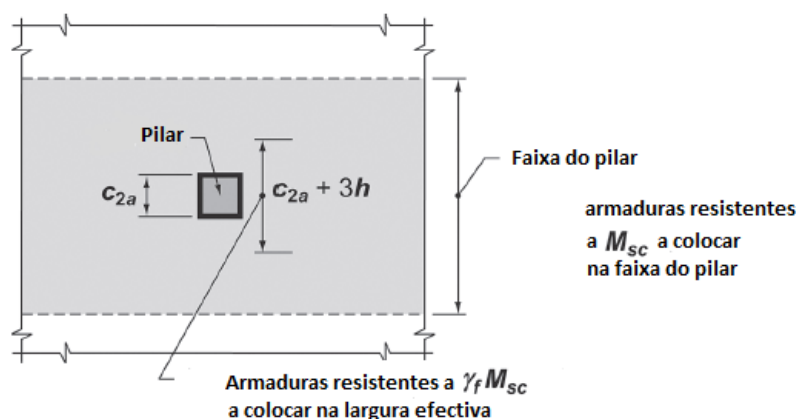


Figura 3.9 - Localização da armadura de flexão na laje (Adaptado de ACI 318-14, 2014)

Adicionalmente, para o caso da faixa dos pilares, pelo menos 1/4 da armadura superior no apoio terá de ser contínua ao longo do vão e a armadura inferior contínua deverá ser pelo menos 1/3 da armadura superior no apoio.

Por fim, os pilares pertencentes a este sistema têm de obedecer ainda a uma limitação ao esforço de punçoamento nas secções críticas definidas, causado apenas por cargas gravíticas, que não deve exceder

$0,4\Phi V_c$, em que ΦV_c representa o esforço de punçoamento resistente sem armaduras de punçoamento. Contudo este requisito pode ser ignorado caso a laje seja dimensionada de acordo com o critério definido na expressão 3.8.

3.7 MODELO DE VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO DO ACI 318-14

O objectivo deste subcapítulo passa pela descrição do modelo de punçoamento adoptado pelo ACI 318-14, com o objectivo de compreender as principais diferenças entre as abordagens seguidas pelo ACI e pelo EC2. Para isso, serão sucintamente abordados os princípios de dimensionamento do ACI, que servirão de base à descrição do modelo de verificação ao punçoamento. Por fim, será apresentada uma breve comparação qualitativa dos conceitos expostos nos dois códigos estruturais.

3.7.1 PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO DO ACI 318-14

A abordagem de dimensionamento de estruturas presentes no ACI tem um princípio de base em tudo semelhante à utilizada nos Eurocódigos Estruturais. Esse princípio é representado pela equação seguinte:

$$\text{Resistência de Projecto } (\Phi S_n) \geq \text{Resistência Requerida } (U) \quad (3.9)$$

A resistência de projecto é composta por duas contribuições, Φ e S_n . O termo Φ representa um factor de minoração das resistências (*strength reduction factor*). O seu objetivo é prevenir possíveis variações de resistência de materiais e dimensões dos elementos, além ter em conta os pressupostos de análise utilizados, mecanismos de ruptura e os tipos de esforços associados. No caso concreto do punçoamento este factor toma o valor 0,75. O termo S_n representa a resistência de um elemento de uma secção, determinada utilizando pressupostos de cálculo correntes, e com os valores nominais (característicos), tanto das resistências dos materiais, bem como das suas dimensões. Este processo é semelhante ao apresentado pelos Eurocódigos, contudo os factores de minoração das resistências estão associados ao tipo de esforço a que essa resistência corresponde, e não apenas ao material.

A resistência requerida, U , é constituída pelos esforços internos resultantes das combinações de carga apresentadas na tabela 3.13. Estas combinações de carga apresentam factores multiplicativos das acções individuais, determinados para ter em conta a precisão com a qual esse tipo de carga pode ser calculado, bem como a sua variabilidade ao longo da vida das estruturas. Adicionalmente, a variação dos factores multiplicativos dessas acções individuais nas diferentes combinações está relacionada com a probabilidade de ocorrência simultânea expectável.

3.7.2 SECÇÕES CRÍTICAS DE VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

O modelo de punçoamento do ACI, analogamente ao que é verificado no EC2, é também baseado num problema de verificação de tensões de corte nas secções críticas consideradas. Contudo, a localização e forma dessas secções críticas nos dois códigos apresenta diferenças relevantes.

A primeira dessas secções de verificação, válida para os casos com e sem armadura de punçoamento, é determinada de modo a que o seu perímetro, b_0 , seja mínimo, e está localizada a uma distância de $d/2$, em que d representa a altura útil da laje, das seguintes zonas:

- Bordos e cantos de pilares e cargas concentrada;
- Mudanças na espessura da laje ou sapata, tal como capitéis;

As secções críticas para pilares rectangulares e cargas concentradas podem ser construídas através de lados rectos. No caso de pilares circulares ou constituídos por polígonos regulares, é permitida a utilização de um pilar quadrado equivalente com a mesma área com esse propósito.

A segunda secção crítica a considerar, está localizada a uma distância $d/2$ do último ramo de estribos considerado, quando tal for aplicável, devendo ser determinada de modo a que o seu perímetro, b_0 , seja mínimo. Estas secções são apresentadas na figura 3.10, para o caso de um pilar interior com armaduras de punçoamento.

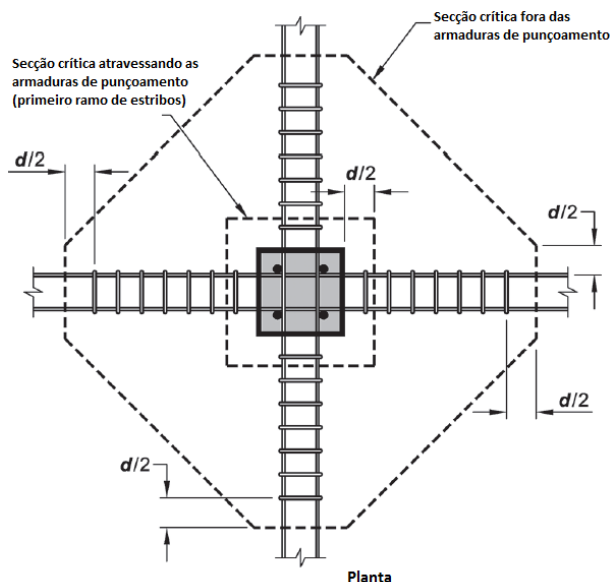


Figura 3.10 - Secções críticas de controlo de punçoamento para pilares interiores com armaduras de punçoamento (Adaptado de ACI 318-14, 2014)

Para os casos de pilares de bordo ou de canto os perímetros das secções críticas são alterados em consonância, sendo permitido que o mesmo seja estendido até ao bordo da laje, tal como pode ser verificado nas imagens 3.11 e 3.12, também para o caso de utilização de armaduras de punçoamento.

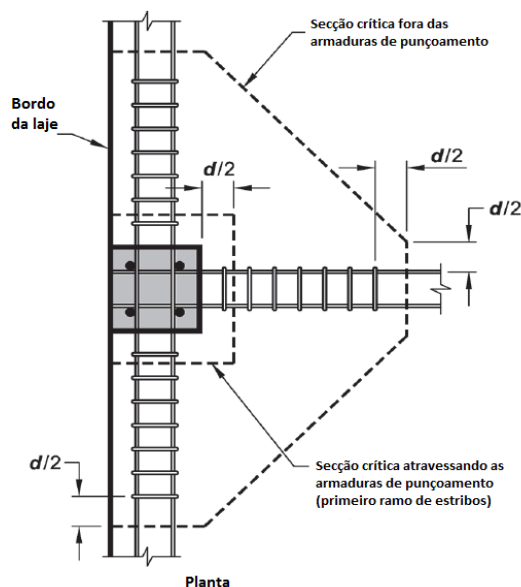


Figura 3.11 - Secções críticas de controlo de punçoamento para pilares de bordo com armaduras de punçoamento (Adaptado de ACI 318-14, 2014)

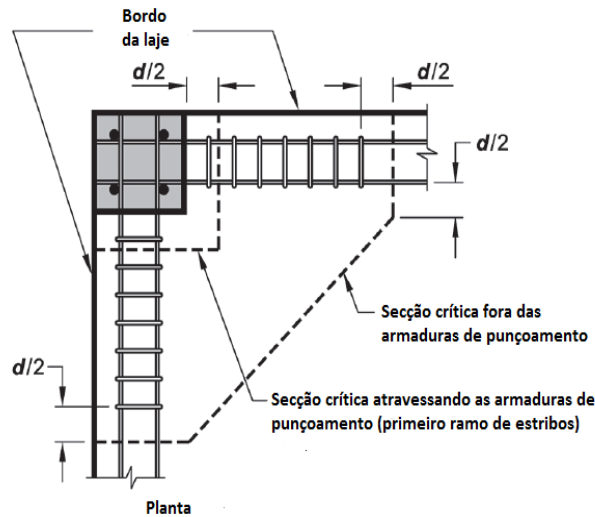


Figura 3.12 - Secções críticas de controlo de punçoamento para pilares de canto com armaduras de punçoamento (Adaptado de ACI 318-14, 2014)

Adicionalmente, é também necessário efectuar uma verificação de secções críticas em todas as zonas em que ocorram alterações da armadura de punçoamento, quer em termos de espaçamento, de diâmetro das armaduras ou de configuração das mesmas.

3.7.3 TENSÃO DE PUNÇOAMENTO ACTUANTE

O cálculo da tensão de punçoamento actuante nas secções críticas sem transferência de momentos, v_{ug} , considerado pelo ACI pode ser expresso pela equação seguinte:

$$v_{ug} = \frac{V_{ug}}{b_0 d} \quad (3.10)$$

Em que V_{ug} é o esforço de punçoamento actuante sem consideração de transferência de momentos.

Quando existe transferência de momento entre a laje e o pilar, a distribuição de tensões não é uniforme, como é representado na figura 3.13 para o caso de um pilar interior. É considerado que uma percentagem desse momento transferido ocorre através da excentricidade do punçoamento, representado pelo factor γ_v . Nesses casos é assumido pelo ACI uma distribuição de tensões linear e a tensão máxima de punçoamento considerando a transferência de momentos, $v_{u,AB}$, é calculada pela seguinte expressão:

$$v_{u,AB} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c} \quad (3.11)$$

Em que:

M_{sc} momento transferido entre a laje e o pilar

c_{AB} distância do centro do pilar à primeira secção crítica

J_c propriedade da secção crítica análoga ao momento de inércia polar

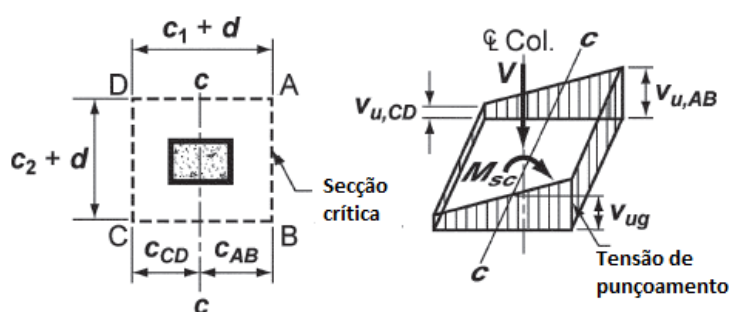


Figura 3.13 - Distribuição de tensões de punçoamento assumida pelo ACI (Adaptado de ACI 318-14, 2014)

3.7.4 RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO SEM ARMADURAS ESPECÍFICAS

A tensão nominal resistente ao punçoamento, sem utilização de armaduras específicas é representada pela expressão seguinte:

$$v_n = v_c \quad (3.12)$$

Em que v_c é a tensão de punçoamento resistente proporcionada pelo betão. Este valor resistente é calculado como o menor valor de entre as três expressões seguintes:

$$0,33\lambda\sqrt{f'_c} \quad (3.13)$$

$$0,17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c} \quad (3.14)$$

$$0,083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda\sqrt{f'_c} \quad (3.15)$$

Em que:

f'_c valor característico da tensão de compressão do betão (MPa);

λ coeficiente para ter em conta as propriedades mecânicas reduzidas do betão de densidade leve, relativamente ao betão de densidade normal e que toma o valor 1 para este último caso;

β rácio entre o lado maior e menor de um pilar retangular;

α_s constante utilizada para ter em conta a localização do pilar na laje (toma o valor 40, 30 e 20 para pilares interiores, de bordo e de canto, respectivamente)

As equações (3.14) e (3.15) são utilizadas para ter em conta os resultados experimentais do ACI que demonstram que o valor de base de $0,33\lambda\sqrt{f'_c}$ não é conservativo quando o rácio β é superior a 2, e que à medida que o rácio $\frac{b_0}{d}$ aumenta o valor de v_c diminui, respetivamente.

3.7.5 RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO COM ARMADURAS ESPECÍFICAS

O ACI engloba nas suas disposições a utilização de vários tipos de armaduras de punçoamento, como são o caso de estribos, estribos de ramos múltiplos, Pernos de cabeça e *shearbands*. Seguidamente, serão

apenas abordadas as disposições relacionadas com estribos, por serem os tipos de reforço mais comum em Portugal, segundo (Reis, 2015), e um aprofundamento deste tópico está fora do âmbito deste trabalho.

A tensão nominal resistente ao punçoamento com utilização de armaduras específicas é dada pela expressão seguinte:

$$v_n = v_c + v_s \quad (3.16)$$

Em que v_s representa a tensão equivalente no betão proporcionada pelas armaduras de punçoamento. De modo análogo ao que acontece no EC2 para a definição de $v_{Rd,cs}$, a contribuição da resistência para o betão é diminuída. Para o caso da utilização de estribos o valor máximo permitido para v_c é de $0,17\sqrt{f'_c}$. O contributo das armaduras de punçoamento constituídas por estribos é dado pela expressão a seguir apresentada.

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s} \quad (3.17)$$

Em que.

A_v soma da área de todos os ramos de reforço numa linha periférica semelhante ao perímetro da secção do pilar

f_{yt} tensão de cedência nominal da armadura de punçoamento

s espaçamento dos perímetros periféricos de armadura de punçoamento numa direcção perpendicular à face do pilar

3.7.6 LIMITAÇÃO DE TENSÕES NOS MATERIAIS

O ACI impõe limitações aos valores máximos de $\sqrt{f'_c}$ utilizados no cálculo de v_c , devido aos limitados resultados de ensaios de lajes sujeitas a punçoamento realizadas com betões de alta resistência. Assim, o valor de $\sqrt{f'_c}$ é limitado a 8,3 MPa, ao que correspondem valores de f'_c , a resistência nominal (característica) do betão, de cerca de 69 MPa. Adicionalmente, um valor máximo de f_{yt} é também imposto para efetuar um controlo implícito da fendilhação. O valor desse limite imposto é de 420 MPa.

3.7.7 COMPARAÇÃO QUALITATIVA DOS DOIS MODELOS

Concluída esta explanação do modelo de punçoamento do ACI, é possível efectuar algumas comparações com o seu homólogo presente no EC2. Verifica-se a independência da taxa de armadura longitudinal na determinação da tensão resistente ao punçoamento no ACI, algo que não acontece no EC2. No caso do dimensionamento de lajes com armaduras de punçoamento, verifica-se uma redução para metade da resistência considerada do betão, enquanto que no EC2 essa redução é de apenas 25%. É também evidente o muito maior desenvolvimento do ACI no que diz respeito às várias tecnologias de reforço de lajes com armaduras específicas de punçoamento, sendo que o EC2 dá uma ênfase quase total à utilização de estribos.

Para concluir este capítulo é apresentado na tabela 3.14 uma comparação entre alguns termos utilizados na definição dos modelos de punçoamento no ACI e no EC2.

Tabela 3.14 - Comparação entre os termos presentes no ACI e no EC2

Termo ou expressão presente no ACI	Termo ou expressão presente no EC2
$v_n = v_c$	$v_{Rd,c}$
$v_n = v_c + v_s$	$v_{Rd,cs}$
b_0	u_i
f'_c	f_{ck}
f_{yt}	f_{yk}

3.8 CONCLUSÃO

Através da análise ao exposto neste capítulo, é possível verificar acentuadas diferenças relativamente a todo o processo de dimensionamento sísmico proposto pelo ACI e ASCE/SEI 7-10, quando comparado com a metodologia presente no EC8. Estas diferenças são sentidas em todas as fases do projecto. Verifica-se uma interligação entre a definição da acção sísmica e a fase de pré-dimensionamento, sendo que a escolha das tipologias estruturais resistentes aos sismos, ao contrário do que ocorre para o EC8, está condicionada pela intensidade sísmica do terreno da fundação, através da atribuição de uma categoria de projecto sísmico (SDC). Também na fase de dimensionamento estrutural, particularmente para o caso de ligações pilar-lajes fungiformes, verificam-se acentuadas diferenças nas abordagens seguidas pelos dois códigos estruturais: ao contrário do proposto pelo EC8, em que estas tipologias não são recomendadas como os únicos sistemas resistentes presentes num edifício e o seu dimensionamento é proposto para a manutenção em regime elástico sob a acção sísmica, o ACI enquadra as lajes fungiformes como constituintes de um sistema resistente possível para intensidades sísmicas moderadas, propondo adicionalmente critérios de dimensionamento e disposições de armaduras para um controlo da ductilidade exigida às mesmas nos casos em que estas tipologias não sejam resistentes aos sismos.

Por fim, da comparação dos modelos de punçoamento presente no EC2 e no ACI, observam-se ligeiras diferenças relativas à implementação dos princípios de verificação de segurança (resistências de projecto e requeridas) e dos perímetros de controlo a verificar. As implicações destas diferenças para a aplicabilidade dos critérios de dimensionamento presentes no ACI através dos modelos do EC2 e EC8 serão averiguadas no capítulo 4.

CARACTERIZAÇÃO E ENQUADRAMENTO DOS MODELOS IDEALIZADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Nos capítulos 2 e 3 foram apresentados os aspectos regulamentares mais relevantes para o cumprimento dos objectivos deste trabalho. O presente capítulo tem como propósito servir de transição entre esses capítulos e o capítulo 5, no qual serão apresentados e discutidos os resultados das análises aos modelos idealizados. Esses modelos serão, neste capítulo, caracterizados através de uma descrição geral da sua geometria, dos critérios adoptados para a sua concepção, e das acções e estratégias de modelação consideradas. Na apresentação das acções sísmicas adoptadas, será enquadrada a acção sísmica do EC8 para a qual estes edifícios foram modelados no contexto da acção sísmica apresentada no ASCE/SEI 7-10 e adoptada pelo ACI. Por fim, será averiguada a aplicabilidade do critério de dimensionamento das ligações pilar-laje presente no ACI, através de uma análise paramétrica entre os modelos de punçoamento do ACI e do EC2.

4.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS IDEALIZADOS

Para a concretização dos objectivos estabelecidos neste trabalho foram concebidos cinco modelos de estudo idealizados de edifícios correntes de betão armado contendo lajes fungiformes e paredes de contraventamento. Desses modelos, três são constituídos por tipologias de 4 pisos, e os restantes dois por tipologias de 10 pisos. Entre os edifícios com a mesma tipologia foram introduzidas variações de modo a conceber estruturas com diferentes tipos de sistemas resistentes aos sismos.

4.2.1 CRITÉRIOS DE CONCEPÇÃO

Os modelos idealizados foram concebidos com o propósito de serem regulares, quer em altura, quer em planta, pois o estudo a efectuar pretende ter o menor número de variáveis adicionais a afectar os resultados finais. A inclusão de vigas de bordo ou bandas em consola em tipologias de lajes fungiformes é usual neste tipo de edifícios, para mitigar problemas de punçoamento nos pilares de bordo e de canto. Este trabalho irá incidir apenas na análise de pilares interiores, como tal a modelação destes edifícios foi realizada contendo vigas de bordo na sua periferia.

A disposição das paredes de contraventamento em planta, nos casos que as contêm, é idêntica. As suas dimensões foram ajustadas conforme os casos, de maneira a que, para as mesmas tipologias fosse possível conceber um caso que pudesse ser classificado como sistemas de paredes não acopladas, em

que a força de corte basal nos pilares fosse menos de 15% da força de corte basal nas paredes, de modo a que os pilares pudessem ser classificados como elementos secundários, e outro que pudesse ser classificado como sistema misto equivalente a paredes segundo o EC8. Adicionalmente, para os edifícios de 4 pisos, um outro caso foi considerado não contendo paredes de contraventamento, e em que o sistema resistente às acções sísmicas é totalmente constituído por uma tipologia de lajes fungiformes, correspondendo, assim, a um sistema denominado como *intermediate moment frames* pelo ACI.

O dimensionamento dos edifícios constituídos por sistemas mistos e o edifício de 4 pisos sem paredes não é realizável pela aplicação do EC8, uma vez que tal implicaria a classificação dos pilares ligados a lajes fungiformes como elementos secundários, não sendo fornecidas disposições de projecto para esse efeito no EC8. Esta análise já é possível no ACI, como foi discutido anteriormente, podendo esses pilares ser assim considerados como resistentes à acção sísmica.

As secções brutas dos pilares destes edifícios foram pré-dimensionadas considerando dois critérios: um critério considerando a combinação de Estado Limite Último descrita nos Eurocódigos e outro critério, contido no artigo 5.4.3.2.1(3)P do EC8, em que é exigido que o esforço axial reduzido, v , em pilares sísmicos primários terá que ser menor que 0.65, para a Combinação Quase Permanente, considerada atuando simultaneamente com a acção sísmica de projecto. Este último critério foi considerado atendendo a que as ligações pilar-laje, para além de serem analisados segundo as disposições para elementos secundários presentes no EC8, serão também analisadas segundo as disposições presentes no ACI, nas quais estes elementos, mesmo não fazendo parte do sistema resistente, não são, ainda assim, dimensionados para permanecer em regime elástico como acontece no EC8. Verificou-se que este critério foi condicionante quando comparado com o critério de Estado Limite Último.

4.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS EDIFÍCIOS

Todos os modelos idealizados são constituídos por edifícios com dimensões em planta totais de 28 x 21 m², com vãos de 7 m em cada direcção, e com um pé-direito de 3 m em todos os pisos. As estruturas com paredes de contraventamento contêm 2 paredes de dimensões iguais para a direcção X, e 4 segundo a direcção Y. Apenas um grupo de pilares foi considerado, com variação da secção em altura. Apresentam ainda lajes fungiformes maciças com a mesma espessura para todos os pisos e vigas de bordo, tal como foi discutido anteriormente.

Na figura 4.1 encontra-se representada a disposição em planta para o edifício de 4 pisos sem paredes de contraventamento, de agora em diante designado por E4A, e na tabela 4.1 apresentam-se as dimensões dos elementos estruturais constituintes.

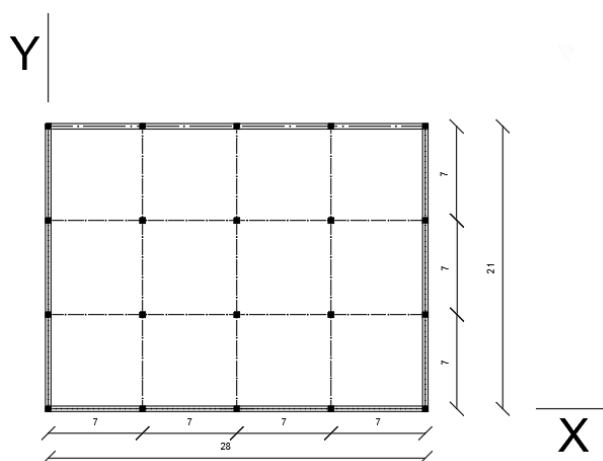


Figura 4.1 - Disposição em planta dos elementos estruturais modelo E4A

Tabela 4.1 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E4A (Sistema porticado)

Elemento estrutural	Pisos	Dimensão (m)
Pilares ($b_x \times b_y$)	0 - 2	0,50 x 0,50
	2 - 4	0,40 x 0,40
Lajes fungiformes maciças (e)	0 - 4	0,30
Vigas de bordo ($b \times h$)	0 - 4	0,40 x 0,45

Na figura 4.2 apresenta-se a disposição em planta típica para os edifícios contendo paredes de contraventamento, quer constituídos por sistemas mistos, de agora em diante designados por E4M e E10M, para o caso de 4 e 10 pisos, respectivamente, quer constituídos por sistemas de paredes, de agora em diante designados por E4P e E10P, para o caso de 4 e 10 pisos, respectivamente.

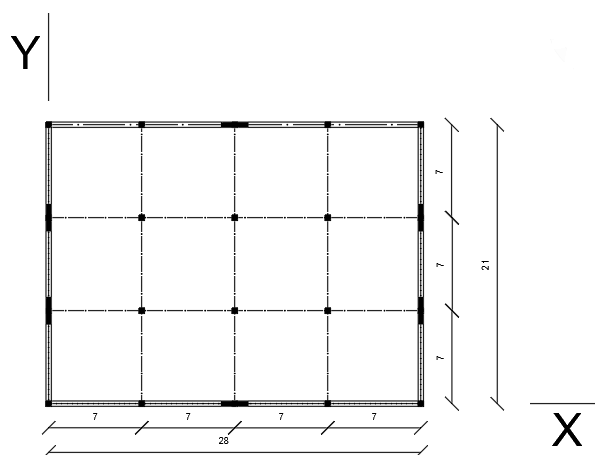


Figura 4.2 - Disposição em planta tipo dos elementos estruturais para os edifícios com paredes de contraventamento

Nas tabelas 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5 apresentam-se as dimensões dos elementos estruturais nos casos E4M, E4P, E10M e E10P, respectivamente.

Tabela 4.2 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E4M (Sistema misto)

Elemento estrutural	Pisos	Dimensão (m)
Pilares ($b_x \times b_y$)	0 - 2	0,50 x 0,50
	2 - 4	0,40 x 0,40
Paredes X ($b_x \times b_y$)	0 - 4	2,50 x 0,30
Paredes Y ($b_x \times b_y$)	0 - 4	2,00 x 0,30
Lajes fungiformes maciças (e)	0 - 4	0,30
Vigas de bordo (b x h)	0 - 4	0,40 x 0,45

Tabela 4.3 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E4P (Sistema de paredes)

Elemento estrutural	Pisos	Dimensão (m)
Pilares ($b_x \times b_y$)	0 - 2	0,50 x 0,50
	2 - 4	0,40 x 0,40
Paredes X ($b_x \times b_y$)	0 - 4	4,50 x 0,30
Paredes Y ($b_x \times b_y$)	0 - 4	3,00 x 0,30
Lajes fungiformes maciças (e)	0 - 4	0,30
Vigas de bordo (b x h)	0 - 4	0,40 x 0,45

Tabela 4.4 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E10M (Sistema misto)

Elemento estrutural	Pisos	Dimensão (m)
Pilares ($b_x \times b_y$)	0 - 4	0,75 x 0,75
	4 - 6	0,60 x 0,60
	6 - 8	0,50 x 0,50
	8 - 10	0,40 x 0,40
Paredes X ($b_x \times b_y$)	0 - 10	4,00 x 0,30
Paredes Y ($b_x \times b_y$)	0 - 10	2,50 x 0,30
Lajes fungiformes maciças (e)	0 - 10	0,30
Vigas de bordo (b x h)	0 - 10	0,40 x 0,45

Tabela 4.5 - Dimensões dos elementos estruturais do modelo E10P (Sistema de paredes)

Elemento estrutural	Pisos	Dimensão (m)
Pilares (b x b)	0 - 4	0,75 x 0,75
	4 - 6	0,60 x 0,60
	6 - 8	0,50 x 0,50
	8 - 10	0,40 x 0,40
Paredes X (b _x x b _y)	0 - 10	7,00 x 0,30
Paredes Y (b _x x b _y)	0 - 10	4,50 x 0,30
Lajes fungiformes maciças (e)	0 - 10	0,30

Foram consideradas, para efeitos de cálculo, as classes de betão C25/30 e aço A500 para todos os elementos estruturais anteriormente descritos.

4.2.3 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A modelação das estruturas descritas foi efectuada através do programa *SAP2000*. Os pilares, vigas de bordo e paredes estruturais foram modelados utilizando elementos de barra e as lajes foram modeladas através de elementos de casca com dimensões 0,25 x 0,25 m². Baseado no trabalho desenvolvido por (Paulino, 2011), para uma simulação adequada da ligação entre as paredes dúcteis e a laje, ao nível das deformações, as paredes foram modeladas utilizando dois tipos de barras: o primeiro desses é uma barra vertical, com as propriedades físicas das paredes, e posicionadas no seu centro geométrico; o segundo tipo é constituído por barras horizontais, sem massa e com uma elevada rigidez de flexão e de torção, colocada ao nível de cada piso. Adicionalmente, os nós das barras verticais devem coincidir com os nós das lajes a elas ligados. As fundações foram consideradas como podendo ser representadas pela atribuição de encastramentos aos nós do piso 0 dos elementos estruturais. A rigidez de flexão e de corte dos elementos foi considerada como metade da sua rigidez real, tal como sugere o EC8, para ter em conta a sua fendilhação, e a rigidez à torção dos elementos de barra foi considerada como desprezável.

Nas figuras 4.3, 4.4 e 4.5 são apresentados os modelos que serviram de base à análise para os casos E4A, E4P e E10P, respectivamente.

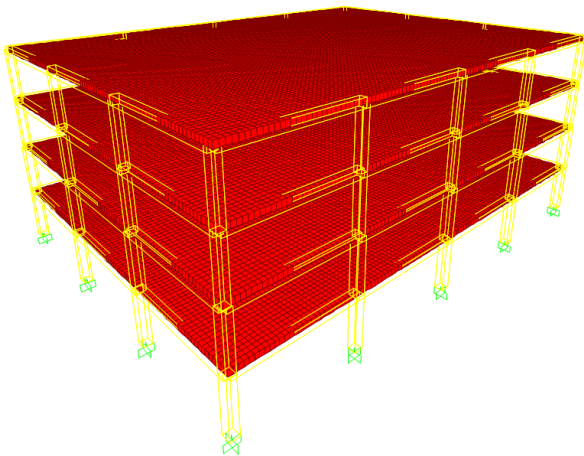


Figura 4.3 - Modelo de base do caso E4A

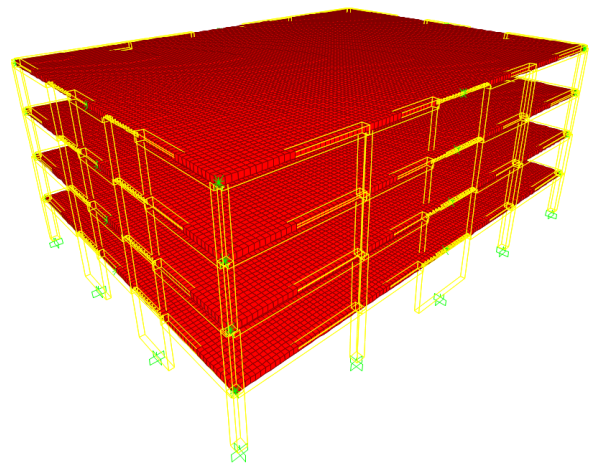


Figura 4.4 - Modelo de base do caso E4P

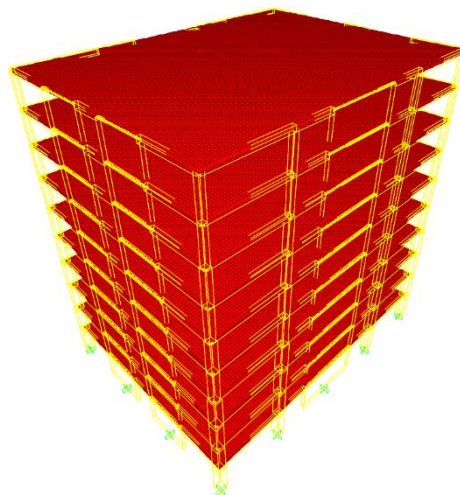


Figura 4.5 - Modelo de base do caso E10P

4.2.4 ACÇÕES

Todos os edifícios modelados foram considerados como tendo uma utilização como escritórios. As acções aplicadas à estrutura foram as acções gravíticas do peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecarga, bem como a acção sísmica, não tendo sido considerada a acção do vento.

4.2.4.1 Acções gravíticas

Na tabela 4.6 estão representadas as acções permanentes consideradas.

Tabela 4.6 - Cargas gravíticas consideradas

Peso próprio (kN/m ³)	Restantes cargas permanentes (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)
25	2,5	3,0 ($\psi_2= 0,3$)

4.2.4.2 Acção sísmica

Todos os edifícios foram considerados como estando situados em Lisboa, e fundados num terreno do tipo C. A classe de importância atribuída às estruturas foi a classe II, de edifícios correntes. Apenas foi considerada a acção sísmica do Tipo 1, pois esta será a mais relevante para o tipo de estruturas a analisar, sendo a zona sísmica associada a zona 1.3.

Foi considerada a classe de ductilidade DCM para o cálculo dos coeficientes de comportamento. Para os modelos E4P e E10P, constituídos por sistemas de paredes acopladas, o valor de q_0 é de 3,0 e o valor de k_w calculado foi superior a 1, logo o valor de 1,0 foi considerado. Os modelos E4M e E10M são constituídos por sistemas mistos equivalentes a pórticos, e como tal, o valor de q_0 a considerar é de 3,0. O valor de α_w/α_1 é de 1,2 e o cálculo do factor k_w resultou, novamente, num valor de 1,0. Já no caso do modelo E4A, não existe um valor de referência no EC8 que possa ser considerado como representativo de um edifício composto exclusivamente por lajes fungiformes. Foi assumido um valor de $q=3.9$, correspondente ao caso de um sistema porticado com mais de 1 piso e com mais do que 1 tramo, tendo em conta a possível redistribuição dos nós pilar-laje. Contudo, a probabilidade de este valor ser escolhido por um projectista para um edifício em Lisboa num caso de estudo real, caso esta tipologia fosse enquadrada no EC8, seria baixa, visto que a exigência de ductilidade é idêntica ao sistema com mais capacidade de exploração de ductilidade proposto no EC8, o sistema porticado pilar-viga. Este trabalho procurará explorar a possibilidade de utilização desta tipologia no contexto português a partir da análise de uma situação limite, sendo que este valor do coeficiente de comportamento utilizado é, ainda assim, menor que o valor apresentado no ASCE/SEI 7-10 para a tipologia *intermediate moment frames*, cujo valor de R é 5. Na tabela 4.7 encontram-se outros valores caracterizadores da acção sísmica comuns aos modelos idealizados.

Os quadros conducentes à classificação dos sistemas estruturais apresentada para os casos de sistemas de paredes e dos sistemas mistos equivalentes a paredes, através do critério de força de corte na base encontram-se no anexo A1.

Tabela 4.7 - Valores comuns à definição da acção sísmica nos modelos idealizados

Acção sísmica do Tipo 1	
a_{gR} (m/s ²)	1,5
γ_I	1,0
a_g	1,5
$S_{m\acute{a}x}$	1,6
T_B (s)	0,1
T_C (s)	0,6
T_C (s)	2,0

Os espectros de cálculo para os 3 diferentes coeficientes de comportamento determinados encontram-se nas figuras 4.6, 4.7 e 4.8. Adicionalmente, para o caso dos edifícios com sistemas de paredes acopladas, apresenta-se ainda o espectro de cálculo elástico correspondente.

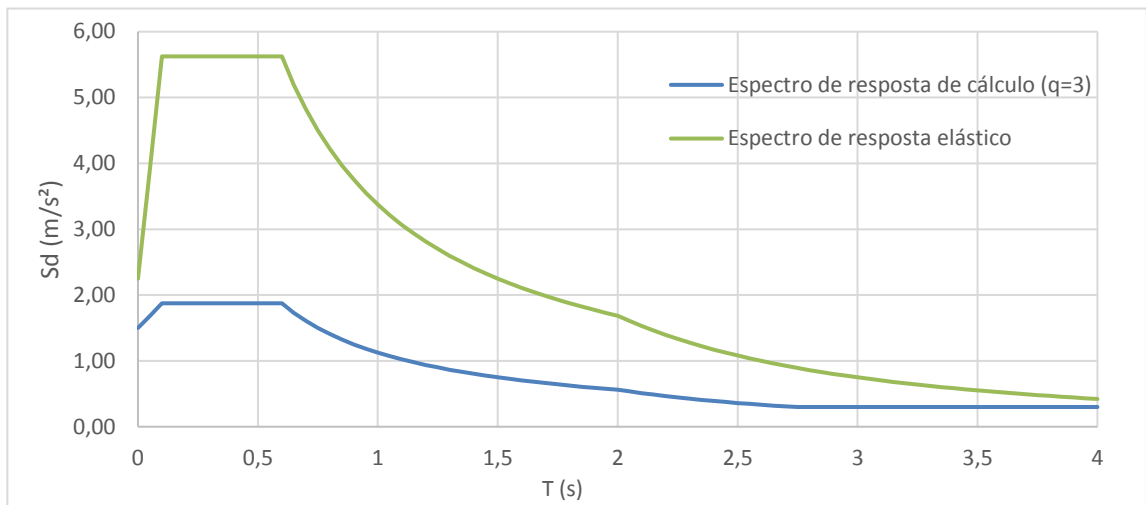


Figura 4.7 - Espectros de resposta de cálculo e elástico para os modelos E4P e E10P (q=3)

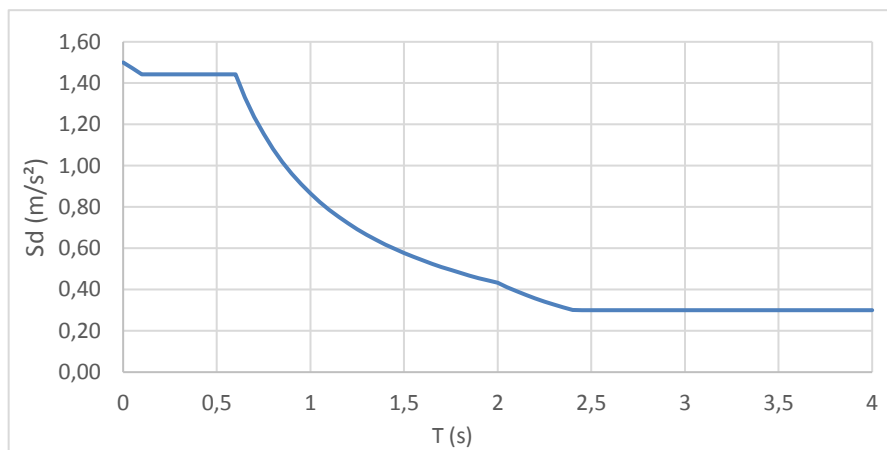


Figura 4.8 - Espectro de cálculo dos modelos E4M e E10M (q=3.6)

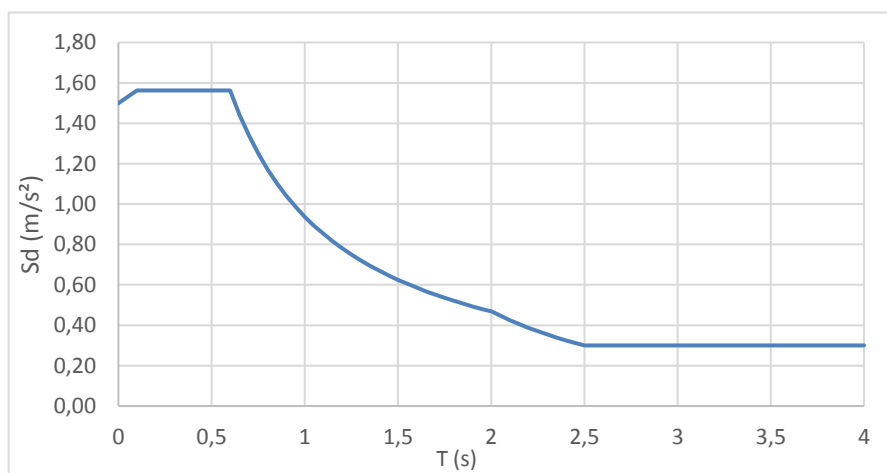


Figura 4.6 - Espectro de cálculo para o modelo E4A (q=3.9)

4.2.4.3 Enquadramento da Acção Sísmica do EC8 na Acção Sísmica do ASCE/SEI 7-10

A realização de um enquadramento da acção sísmica do EC8 naquela proposta pelo ASCE/SEI 7-10 é relevante no sentido de aferir a adequabilidade de escolha dos sistemas estruturais resistentes aos sismos dos modelos idealizados.

Por tal razão, duas abordagens poderiam ser consideradas. Utilizando as expressões para a determinação do espectro de cálculo do ASCE/SEI 7-10, apresentadas no capítulo 3, poderia ser determinada a aceleração de cálculo a partir da consulta de mapas sísmicos das acelerações espectrais, S_5 e S_1 , para o MCE_R em Lisboa. Tal abordagem sairia fora do âmbito deste trabalho e, como tal, não foi seguida. Contudo, poder-se-ia admitir que a contribuição $2,5a_g$ constante da determinação do espectro de cálculo do EC8 é representativa da aceleração espectral S_5 , procedendo-se ao cálculo com esse pressuposto, mesmo sem uma análise aprofundada da influência que essa consideração teria na relação entre os diferentes períodos de retorno constantes no ASCE/SEI 7-10 e no EC8, (2500 e 475 anos, respectivamente).

Assim, o procedimento a adoptar para esta primeira abordagem inicia-se pela comparação entre a classificação dos tipos de terreno presentes no EC8 apresentados na tabela 1.1 com a sua homóloga no ASCE/SEI 7-10 presente na tabela 3.1, podendo-se inferir que o terreno do tipo C do EC8 considerado nos modelos se enquadra no terreno do tipo D do ASCE/SEI 7-10. A classe de importância admitida para o cálculo dos valores de a_g foi a classe II, de modo análogo ao escolhido para os modelos idealizados. Através da tabela 3.2, considerando o terreno do tipo D, é efectuada uma interpolação linear para o intervalo do parâmetro S_5 para cada zona sísmica do EC8, determinando-se o valor do coeficiente do terreno, F_a , correspondente. Os valores do parâmetro S_{DS} para cada zona sísmica são calculados através da aplicação da expressão 3.1. Por fim, a determinação da SDC correspondente é efectuada através da confrontação deste parâmetro com a tabela 3.5, para a coluna correspondente às categorias de risco I, II e III, visto que, da análise das tabelas 2.3 e 3.4, estas são as categorias presentes no ASCE/SEI 7-10 com o melhor enquadramento na classe de importância II considerada para os modelos idealizados.

A segunda abordagem analisada foi baseada na consideração da aceleração espectral elástica de patamar do EC8 como representando o parâmetro S_{DS} descrito no capítulo 3. A consideração da aceleração espectral elástica como uma acção de cálculo equivalente no ASCE/SEI 7-10 deve-se ao facto de, como foi descrito anteriormente, os espectros de cálculo do ASCE/SEI 7-10 apresentados não estarem dependentes de um coeficiente de comportamento, ou factor com efeito semelhante, como é o caso do factor R . O cálculo da aceleração espectral elástica de patamar segundo o EC8 foi efectuada através da consideração, para cada zona sísmica presente, de um terreno do tipo C e da classe de importância II. Por fim, a determinação da SDC correspondente para cada zona sísmica foi novamente efectuada pela confrontação destes valores com a tabela 3.5, e para a coluna correspondente às categorias de risco I, II e III.

Nas tabelas 4.8 e 4.9 encontram-se os resultados obtidos da categorização das zonas sísmicas do EC8 na SDC correspondente através da primeira e segunda abordagens atrás descritas, respectivamente.

Tabela 4.8 - Determinação da SDC para as zonas sísmicas através da primeira abordagem de cálculo

Zona Sísmica	a_g (m/s ²)	S_s (m/s ²)	F_a	S_{ms} (m/s ²)	S_{ds} (m/s ²)	S_{ds} (g)	SDC
1.1	2,50	6,25	1,29	8,06	5,38	0,55	D
1.2	2,00	5,00	1,39	6,96	4,64	0,47	C
1.3	1,50	3,75	1,49	5,60	3,74	0,38	C
1.4	1,00	2,50	1,60	3,99	2,66	0,27	B
1.5	0,60	1,50	1,60	2,40	1,60	0,16	A
1.6	0,35	0,88	1,60	1,40	0,93	0,10	A
2.1	2,50	6,25	1,29	8,06	5,38	0,55	D
2.2	2,00	5,00	1,39	6,96	4,64	0,47	C
2.3	1,70	4,25	1,45	6,18	4,12	0,42	C
2.4	1,10	2,75	1,58	4,33	2,89	0,29	B
2.5	0,80	2,00	1,60	3,20	2,13	0,22	B

Tabela 4.9 - Determinação da SDC para as zonas sísmicas através da segunda abordagem de cálculo

Zona sísmica	a_g (m/s ²)	$S_{máx}$	S	S_e patamar (m/s ²)	S_e patamar (g)	SDC
1.1	2,50	1,6	1,30	8,13	0,83	D
1.2	2,00		1,40	7,00	0,71	D
1.3	1,50		1,50	5,63	0,57	D
1.4	1,00		1,60	4,00	0,41	C
1.5	0,60		1,60	2,40	0,24	B
1.6	0,35		1,60	1,40	0,14	A
2.1	2,50		1,30	8,13	0,83	D
2.2	2,00		1,40	7,00	0,71	D
2.3	1,70		1,46	6,21	0,63	D
2.4	1,10		1,58	4,35	0,44	C
2.5	0,80		1,60	3,20	0,33	B

Verifica-se, pela análise das tabelas acima representadas, que a segunda abordagem conduz à atribuição de uma SDC no geral mais condicionante para o dimensionamento sísmico. Na figura 4.9 apresenta-se a distribuição das SDC no território de Portugal Continental para a segunda abordagem acima apresentada para os dois tipos de acção sísmica considerada no EC8, nas condições de terreno e classe de importância considerada nos modelos. No caso concreto da acção sísmica adoptada para os modelos idealizados verifica-se que a classificação mais conservadora inclui a zona sísmica 1.3 como pertencente à SDC D.

Partindo dessa consideração da zona sísmica 1.3 como pertencente à SDC D, o modelo E4A não seria permitido, nas condições de intensidade sísmica considerada, como único elemento resistente aos sismos, como mostra a consulta da tabela 3.9. Já no caso dos modelos E4M e E10M, o sistema misto

equivalente a paredes contendo as lajes fungiformes poderia ser considerado como elemento resistente, mas a classe de ductilidade das paredes constituintes teria de ser da classe *special*, e tal só seria possível visto que a altura desses edifícios é menor do que 50 m, como demonstra a consulta da tabela 3.10. Finalmente, os modelos E4P e E10P, sendo classificados como sistemas de paredes, poderiam ser utilizados, também para o caso em que as paredes estruturais seriam da classe *special*, visto que a sua altura estrutural é inferior a 50 m, como pode ser comprovado pela análise da tabela 3.8. As ligações pilar-laje estariam, assim, incluídas como elementos não resistentes aos sismos, sendo aplicado o critério para controlo das ligações pilar-laje.

Tal como foi anteriormente discutido, é assim reforçada a hipótese de que a consideração do modelo E4A para este tipo de intensidade da acção sísmica será inviável. Ainda assim, será averiguado o desempenho sísmico deste edifício, quer em termos de parâmetros sísmicos, quer nas suas implicações para a aplicação do critério do ACI para ligações pilar-laje, que os elementos considerados como *intermediate moment frames* poderão optar por seguir.

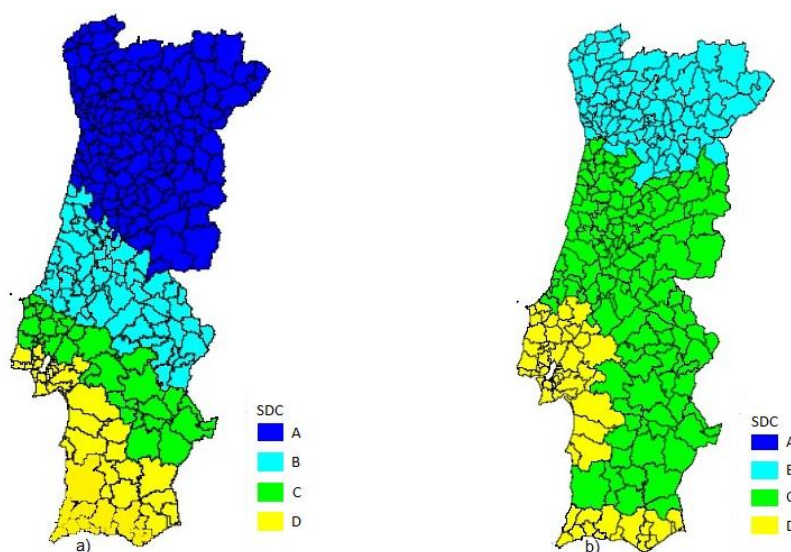


Figura 4.9 - Distribuição das SDC do ASCE/SEI 7-10 em Portugal Continental considerando a acção sísmica aplicada aos modelos: a) Acção Tipo 1; b) Acção Tipo 2 (Adaptado de Eurocódigo 8, 2010)

4.3 APLICABILIDADE DO CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES PILAR-LAJE DO ACI

A implementação do critério de dimensionamento de ligações pilar-laje sujeitas a acções sísmicas descrito anteriormente, e que pode ser expresso pela equação 3.8, é proposta para diferentes níveis de cargas verticais, devido às diferentes combinações de acções que constam do ASCE/SEI 7-10, em relação às apresentadas pelos Eurocódigos. Como tal, uma substituição directa da relação $v_{cqp}/v_{rd,c}$, em que v_{cqp} representa a tensão de punçoamento actuante na ligação pilar-laje considerada para a situação de projecto sísmico, sem transmissão de momentos, para a combinação quase-permanente, considerando-a idêntica à relação $v_{ug}/\Phi v_c$ poderá não ser adequada, considerando ainda as diferenças que existem ao nível dos modelos de punçoamento, expostas anteriormente. Assim, é necessário analisar o panorama das combinações de cargas gravíticas para as duas situações, de modo a poder estabelecer uma relação semi-empírica entre os dois rácios de tensões de punçoamento apresentados.

4.3.1 COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS CONSIDERADOS DE CARGAS GRAVÍTICAS ACTUANTES

A combinação de cargas considerada no ACI para a implementação do critério descrito pela equação (3.8) pressupõe a utilização das combinações de carga (d) e (e) da tabela 3.13. A combinação (d) é condicionante nos modelos considerados neste trabalho e será a utilizada seguidamente para as análises a efectuar. As combinações presentes nos Eurocódigos relevantes para este estudo são as combinações de ELU (Estado Limite Último) e a CQP (Combinação Quase Permanente), expressas pelas equações seguintes:

$$E_{d,ELU} = 1,35G_k + 1,5Q_k \quad (4.1)$$

$$E_{d,CQP} = G_k + \psi_2 Q_k \quad (4.2)$$

Para os valores das acções gravíticas consideradas nos modelos idealizados, encontram-se na tabela 4.10 os valores das cargas distribuídas para as três combinações mencionadas:

Tabela 4.10 - Valores das cargas gravíticas para as combinações de carga consideradas nos modelos idealizados

Combinação de carga	p_{Ed} (kN/m ²)
ELU	18
CQP	10,9
ACI (d)	15

Assim, o rácio entre CQP e a combinação ELU é de 0,60 e entre a combinação ACI (d) e CQP é de 1,38. Estes valores serão utilizados na análise paramétrica a efectuar.

4.3.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA ENTRE OS MODELOS DE PUNÇOAMENTO DO ACI E DO EC2

A análise paramétrica que irá ser efectuada tem como objectivo a determinação, semi-empírica, de uma relação entre os rácios $v_{cqp}/v_{rd,c}$ e $v_{ug}/\Phi v_c$. Para a realização desta análise foram considerados 16 casos de ligações laje fungiforme-pilar interior, com 4 dimensões de pilares diferentes, que foram conjugadas com 4 espessuras de laje diferentes para cada dimensão dos pilares. As dimensões adoptadas para os pilares, considerados como tendo uma secção quadrangular, tomaram os valores de 300, 400, 500 e 600 mm, e as espessuras das lajes tomaram as dimensões de 180, 230, 280 e 330 mm, representativas dos vãos crescentes que as mesmas teriam que vencer. Foi considerado um rácio de armadura longitudinal nestas lajes de 0,5%.

O procedimento adoptado para esta análise iniciou-se, para cada caso considerado, pela determinação de um nível de esforço de punçoamento para o ELU, V_{Ed} , conducente a um rácio $v_{Ed}/v_{rd,c}$ de 1,6, representativo do limite aceitável para o eficaz controlo do punçoamento através da adição de armaduras. Para tal, foi utilizada a expressão 2.13, com o factor β a tomar o valor de 1, e a expressão 2.14. A partir desses valores do esforço de punçoamento actuante sobre essas lajes, e considerando o rácio entre os níveis de carga actuantes nas combinações ELU e CQP, 0,6, calculado no ponto anterior, foram determinados os esforços de punçoamento para a combinação quase permanente, V_{cqp} . A partir do valor deste esforço foi determinado o rácio $v_{cqp}/v_{rd,c}$ para cada caso considerado, também pela

aplicação das expressões 2.13 e 2.14. Posteriormente, a partir do rácio entre a combinação de carga (d) do ACI e a combinação quase-permanente, foi determinado o valor do esforço de punçoamento correspondente para o ACI, V_{ug} . Este valor permitiu calcular os valores do rácio $v_{ug}/\Phi v_c$ para cada caso. Para o valor de v_{ug} foi aplicada a expressão 3.10. O valor de Φv_c determinado foi igual para todos os casos considerados, devido à escolha de pilares quadrangulares e de ligações pilar-laje interiores, o que corresponde a casos de análise bastante regulares, e para os quais o valor básico da resistência da laje ao punçoamento, determinado segundo a expressão 3.13, foi sempre condicionante. O coeficiente Φ tomou o valor 0.75, de acordo com as disposições do ACI, explanadas no capítulo 3. Por fim, foi calculado o quociente entre estes rácios obtidos segundo o modelo de punçoamento do EC2 e do ACI. Os resultados desta análise encontram-se expressos na tabela 4.11. Uma versão desta mesma tabela, com todos os dados conducentes aos valores finais é apresentada no anexo A2.

Tabela 4.11 - Resultados da análise paramétrica efectuada

Pilar (mm)	d (mm)	V_{cqp} (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	$V_{cqp}/V_{Rd,c}$	V_{ug} (MPa)	Φv_c (MPa)	$v_{ug}/\Phi v_c$	$(V_{cqp}/V_{Rd,c})/(V_{ug}/\Phi v_c)$
300	180	0,53	0,56	0,96	1,16	1,24	0,93	0,97
300	230	0,52	0,54	0,96	1,20	1,24	0,97	0,99
300	280	0,49	0,51	0,96	1,20	1,24	0,97	0,99
300	330	0,48	0,50	0,96	1,21	1,24	0,98	0,98
400	180	0,53	0,56	0,96	1,07	1,24	0,86	1,11
400	230	0,52	0,54	0,96	1,10	1,24	0,89	1,08
400	280	0,49	0,51	0,96	1,11	1,24	0,90	1,07
400	330	0,48	0,50	0,96	1,12	1,24	0,91	1,06
500	180	0,53	0,56	0,96	1,01	1,24	0,81	1,18
500	230	0,52	0,54	0,96	1,04	1,24	0,84	1,14
500	280	0,49	0,51	0,96	1,05	1,24	0,85	1,13
500	330	0,48	0,50	0,96	1,06	1,24	0,85	1,12
600	180	0,53	0,56	0,96	0,96	1,24	0,77	1,24
600	230	0,52	0,54	0,96	0,99	1,24	0,80	1,20
600	280	0,49	0,51	0,96	1,00	1,24	0,80	1,19
600	330	0,48	0,50	0,96	0,98	1,24	0,79	1,21

Uma análise aos resultados permite verificar que o rácio entre o modelo do EC2 e do ACI vai aumentando progressivamente à medida que as dimensões do pilar aumentam. Adicionalmente, para uma dimensão constante da secção do pilar, o aumento da espessura da laje conduz a uma ligeira diminuição desse rácio. Assim, considerando a média desses rácios para a mesma dimensão do pilar, é possível inferir a existência de uma correlação linear com um valor do coeficiente de determinação, r^2 , de 0,99. Essa mesma correlação encontra-se representada na figura 4.10.

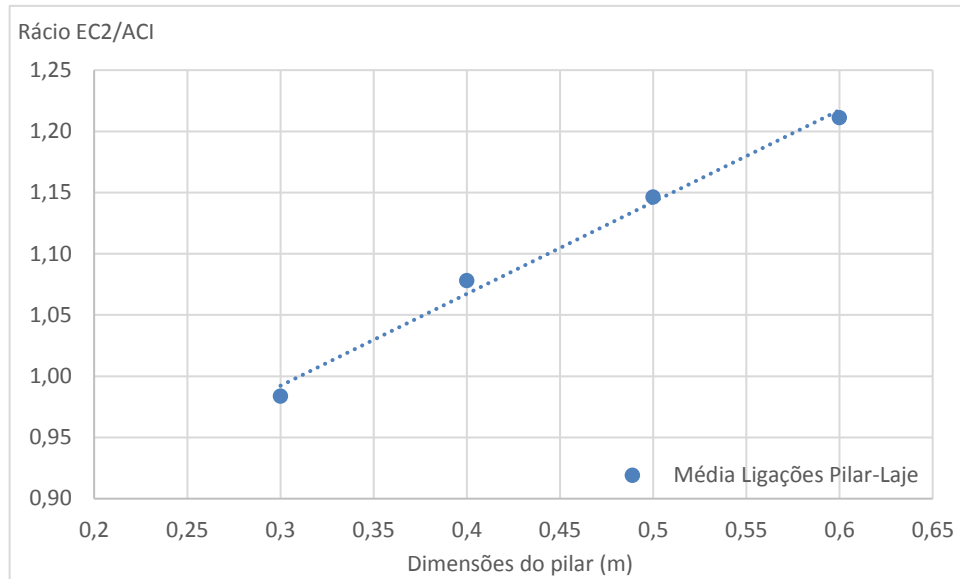


Figura 4.10 - Correlação entre os modelos de punçoamento para o EC2 e ACI

Da análise dos resultados apresentados, e dada a variabilidade das ligações a analisar neste trabalho poderemos considerar que o rácio entre $v_{cqp}/v_{rd,c}$ e $v_{ug}/\Phi v_c$ poderá ser representado como a média dos valores obtidos para todos os casos de estudo. Assim sendo, esse rácio será considerado como tomando o valor de 1,1. A aplicação deste rácio ao critério exposto na equação 3.8 é directa, e daí resulta a nova equação em função do rácio $v_{cqp}/v_{rd,c}$ a seguir apresentada:

$$\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0,035 - \frac{1}{22} \frac{v_{cqp}}{v_{rd,c}} \quad (4.3)$$

A representação gráfica deste critério otimizado para o EC2, bem como a comparação com o critério original, encontra-se na figura 4.11. Verifica-se que este novo critério é menos condicionante, quando comparado com uma aplicação directa do rácio $v_{cqp}/v_{rd,c}$ considerando os valores do critério original, pelo que esse procedimento traria resultados de dimensionamento conservador, caso fosse utilizado.

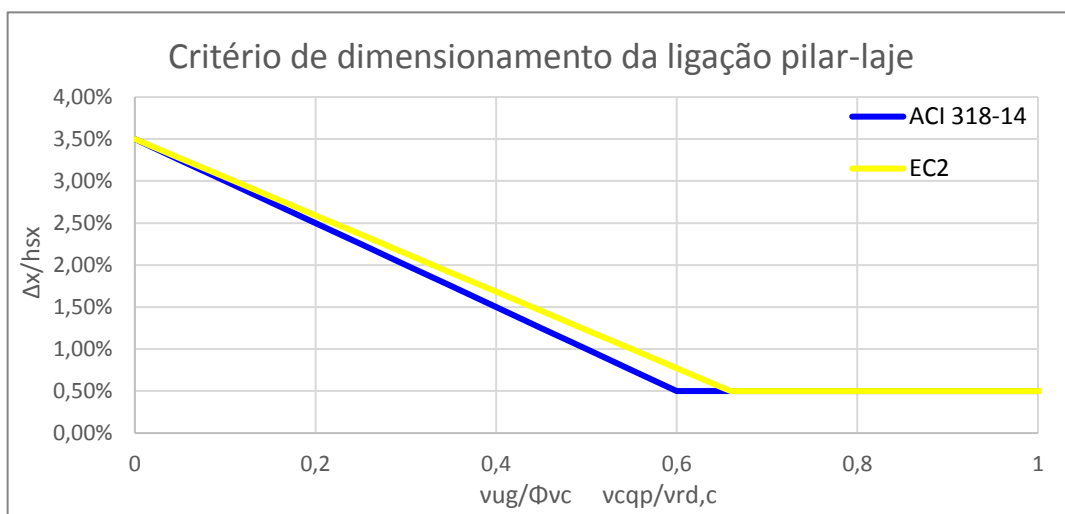


Figura 4.11 - Gráfico comparativo dos critérios de dimensionamento das ligações pilar-laje para o ACI e para o EC2

5

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos para os modelos idealizados considerados, tendo por base os conceitos que foram discutidos nos capítulos anteriores. Será averiguado o comportamento sísmico dos edifícios modelados, e, para tal, serão utilizados parâmetros caracterizadores da resposta sísmica dos mesmos. Após a conclusão dessa análise, serão aplicados os métodos de dimensionamento abordados anteriormente, tanto para o EC8, onde aplicável, como para o ACI, averiguando-se a razoabilidade das propostas do EC8, além de ser também estudada a exequibilidade das estruturas não contempladas pelo EC8 através dos conceitos propostos pelo ACI. Será dada ênfase às questões do dimensionamento da laje à flexão e ao punçoamento.

5.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO DOS MODELOS IDEALIZADOS

Para realizar o estudo do comportamento sísmico dos edifícios idealizados foram efectuadas análises elásticas lineares dos modelos considerados para as acções sísmicas de cálculo apresentadas no capítulo 4. Nesse contexto, serão efectuadas análises modais das estruturas, procurando aferir as frequências e participações de massa para os modos mais representativos, permitindo ter assim uma ideia geral do comportamento sísmico das mesmas. Posteriormente, serão também discutidos outros parâmetros representativos da resposta das estruturas analisadas, para as combinações segundo as duas direcções consideradas da acção sísmica do EC8, nomeadamente, aqueles que de seguida se apresentam:

- Distribuição de *drifts* máximos por piso
- Distribuição de deslocamentos máximos por piso
- Distribuição do corte ao nível dos pisos
- Distribuição das forças sísmicas por piso

No caso da análise aos *drifts* máximos da estrutura, além da apresentação dos resultados obtidos devidos à acção sísmica de cálculo, será também avaliado o cumprimento do requisito de limitação de danos presente no EC8. Para o caso da acção sísmica do Tipo 1 considerada nos modelos idealizados é proposto um coeficiente, v , redutor dos deslocamentos do requisito de não colapso, com um valor de 0,4. A comparação será efectuada com o critério mais condicionante, correspondente a edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, cujo limite imposto é de 0,5%.

5.2.1 MODELO E4A (SISTEMA PORTICADO)

5.2.1.1 Análise Modal

Os resultados da análise modal, com os períodos e participações de massa mobilizada encontram-se expressos na tabela 5.1 a seguir apresentada. Verifica-se a existência de um 1º modo de translação pura segundo Y, um 2º modo de translação pura segundo X e um 3º modo de torção pura. A participação de massa mobilizada dos 3 primeiros modos é bastante elevada, de aproximadamente 80%, algo que é típico de edifícios regulares em planta e em altura, verificando-se ainda assim a existência de 3 segundos modos de vibração idênticos com participações de massa reduzidas quando comparadas com os primeiros modos.

Tabela 5.1 - Parâmetros da análise modal do caso E4A

Modo	Frequência (Hz)	Participação de massa mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	0,854	0	0,793	0
2	0,885	0,794	0	0
3	1,111	0	0	0,796
4	2,605	0	0,131	0
5	2,670	0,132	0	0
6	3,302	0	0	0,133

5.2.1.2 Deslocamentos e drifts máximos

Nas figuras seguintes são apresentados os valores dos drifts e dos deslocamentos máximos obtidos neste modelo, para a acção sísmica de projecto (não colapso).

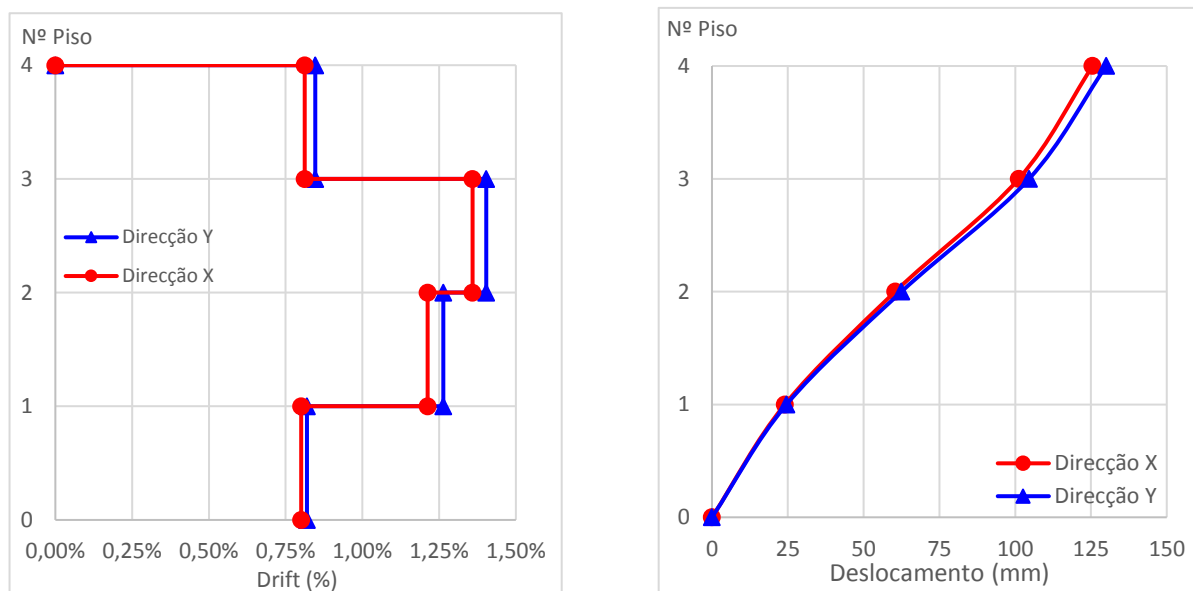


Figura 5.1 - Gráficos de drifts (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E4A

O deslocamento máximo de topo neste modelo toma valores de 125 e 130 mm, para a direcção X e Y, respectivamente. Verifica-se um comportamento idêntico para as duas direcções, com maiores valores de deslocamentos segundo a direcção Y, como seria de esperar, visto que o número de pilares dispostos segundo essa direcção é menor do que na direcção X. Os *drifts* máximos foram verificados para os pisos intermédios, com o valor máximo de 1,36% e 1,40%, respectivamente para as direcções X e Y, tendo ambos ocorrido para o piso 3. A verificação do estado limite de limitação de danos encontra-se expressa na figura 5.2 a seguir apresentada. Observa-se o não cumprimento desse limite para os pisos 2 segundo a direcção Y e para os pisos 3 nas duas direcções.

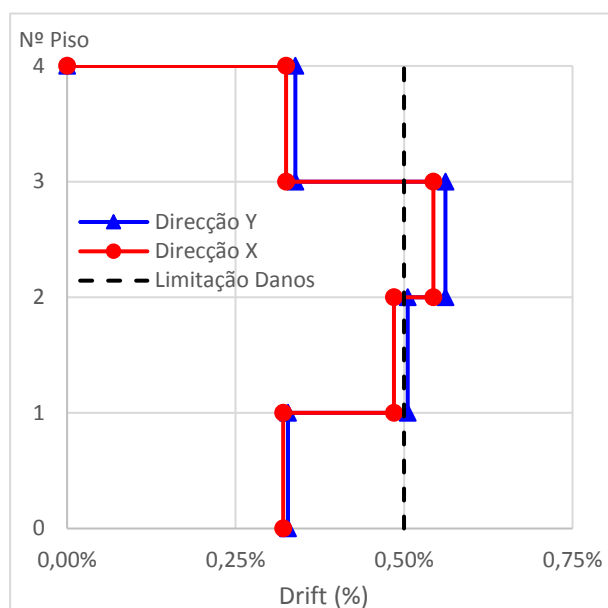


Figura 5.2 - Verificação do critério de limitação de danos do EC8 no modelo E4A

5.2.1.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos

O corte ao nível dos pisos representa a soma do esforço transversal em cada piso. Já as forças sísmicas ao nível do piso representam as forças devidas à acção sísmica, actuantes em cada piso e poderão ser obtidas pela diferença do corte ao nível dos pisos, entre pisos sucessivos. Nas figuras seguintes são apresentadas a distribuição destas duas variáveis neste modelo. Observa-se uma distribuição de forças sísmicas aproximada ao primeiro modo de vibração da estrutura.

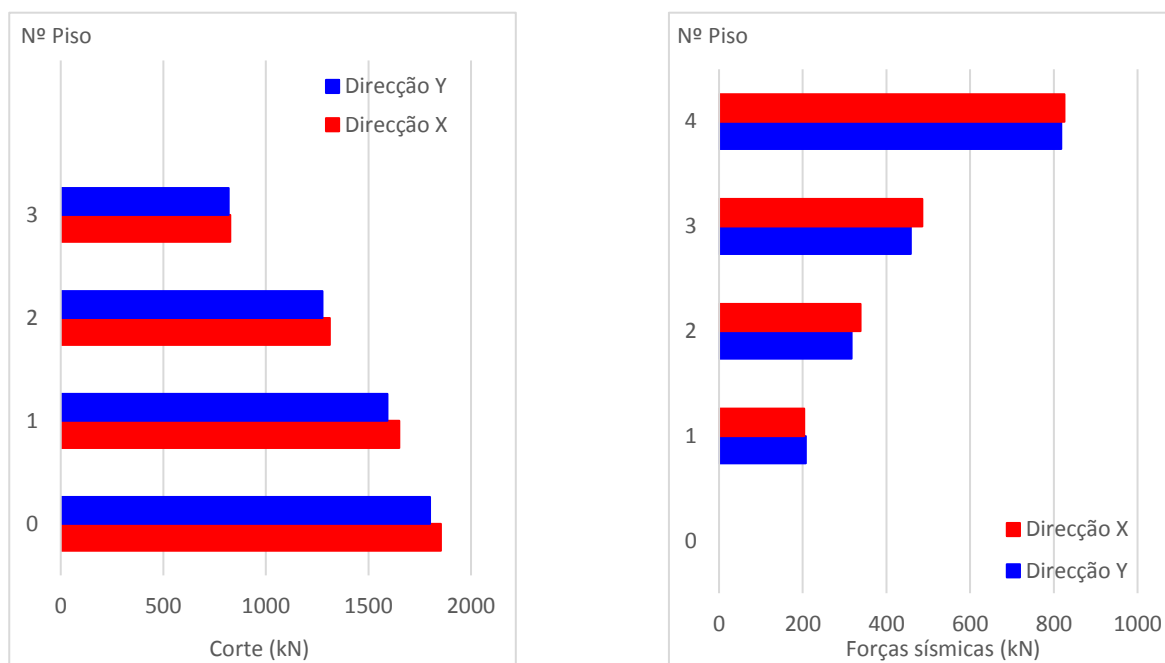


Figura 5.3 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E4A

A partir das forças de corte por piso e do somatório das cargas verticais correspondente à situação de projecto sísmico, a combinação quase permanente, é possível determinar um coeficiente sísmico correspondente à percentagem das cargas verticais presentes no edifício na situação de projecto sísmico correspondente ao valor da resultante das forças sísmicas. Adicionalmente, pelo quociente entre o momento derrubador total na base na direcção perpendicular à actuante da acção sísmica na base e o corte basal é possível também definir a altura relativa da resultante das forças sísmicas impostas à estrutura, h_r/h . Na tabela 5.2 encontram-se esses resultados.

Tabela 5.2 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E4A

Direcção	Corte basal (kN)	N_{CQP} (kN)	C_E (%)	$M_{derrubador}$ (kN.m)	h_r/h (%)
X	1853	28625	7	16081	72
Y	1800	28625	6	15515	72

Estes valores corroboram uma distribuição de forças aproximada ao primeiro modo de vibração da estrutura, com a resultante da distribuição de forças entre 2/3 e 3/4 da altura do edifício para as duas direcções.

5.2.2 MODELO E4M (SISTEMA MISTO)

5.2.2.1 Análise Modal

Os resultados da análise modal, com os períodos e participações de massa mobilizada, encontram-se na tabela 5.3 a seguir apresentada. Verifica-se a existência de um 1º modo de translação pura segundo Y, um 2º modo de translação pura segundo X e um 3º modo de torção pura. A participação de massa mobilizada dos 3 primeiros modos é elevada, entre 75 a 79%, apesar de o 2º modo de translação segundo

X ter uma participação de massa maior quando comparado com a direcção Y, e também com os seus homólogos no edifício E4A. Tal pode indicar um comportamento ligeiramente diferente desta estrutura segundo a direcção X, comportamento esse que poderá ser devido a uma maior rigidez relativa das paredes nessa direcção.

Tabela 5.3 – Parâmetros da análise modal do caso E4M

Participação de massa mobilizada				
Modo	Frequência (Hz)	Ux	Uy	Rz
1	1,320	0	0,786	0
2	1,384	0,752	0	0
3	1,960	0	0	0,761
4	4,496	0	0,139	0
5	5,067	0,166	0	0

5.2.2.2 Deslocamentos e drifts máximos

Os valores para os deslocamentos e drifts da estrutura estão representados na figura 5.4. Para esta estrutura verifica-se que os drifts máximos ocorrem novamente para os pisos intermédios, com o valor máximo de 0,85% na direcção X e 0,86% na direcção Y a ocorrer no 3º piso. Os deslocamentos máximos de topo segundo a direcção X e Y apresentam um valor de 82 e 84 mm, respectivamente. Verifica-se uma distribuição de drifts semelhante para as duas direcções, sendo que a direcção X apresenta ainda assim os valores maiores. Na figura 5.5 encontra-se a verificação do estado limite de limitação de danos para esta estrutura, verificando-se que a mesma cumpre estes requisitos em todos os pisos e para as duas direcções, sentindo-se assim o efeito benéfico das paredes de contraventamento.

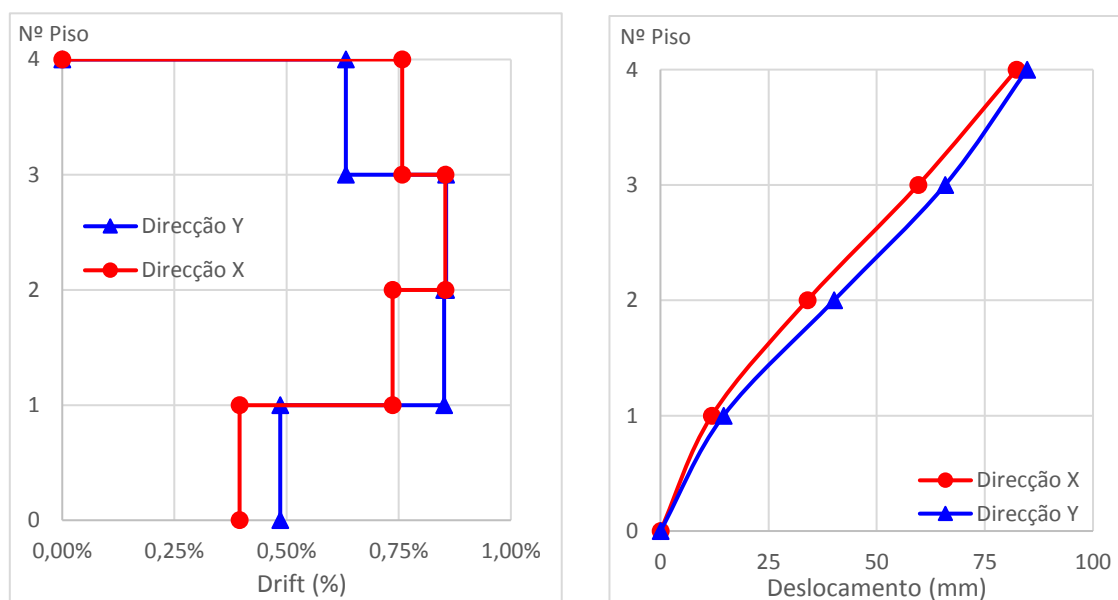


Figura 5.4 - Gráficos de drifts (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E4M

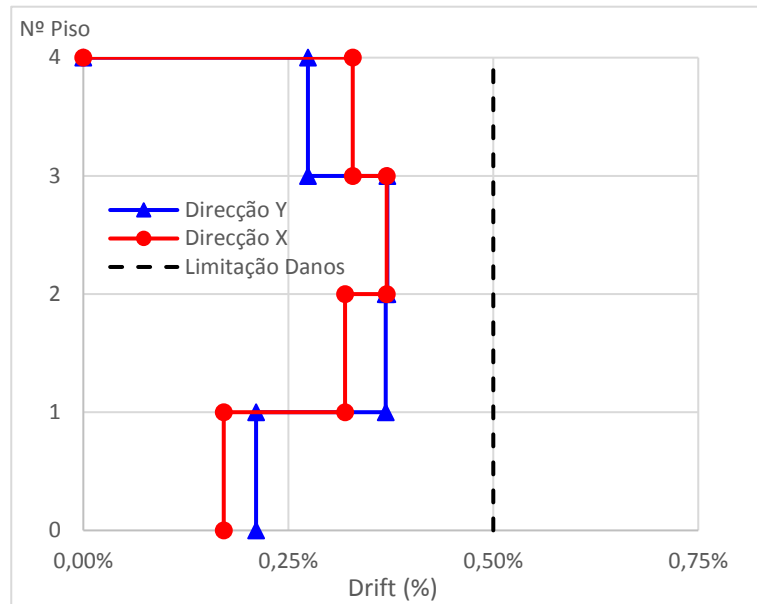


Figura 5.5 - Verificação do estado de limitação de danos no modelo E4M

5.2.2.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos

Os valores do corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas ao nível do piso encontram-se na figura 5.6.

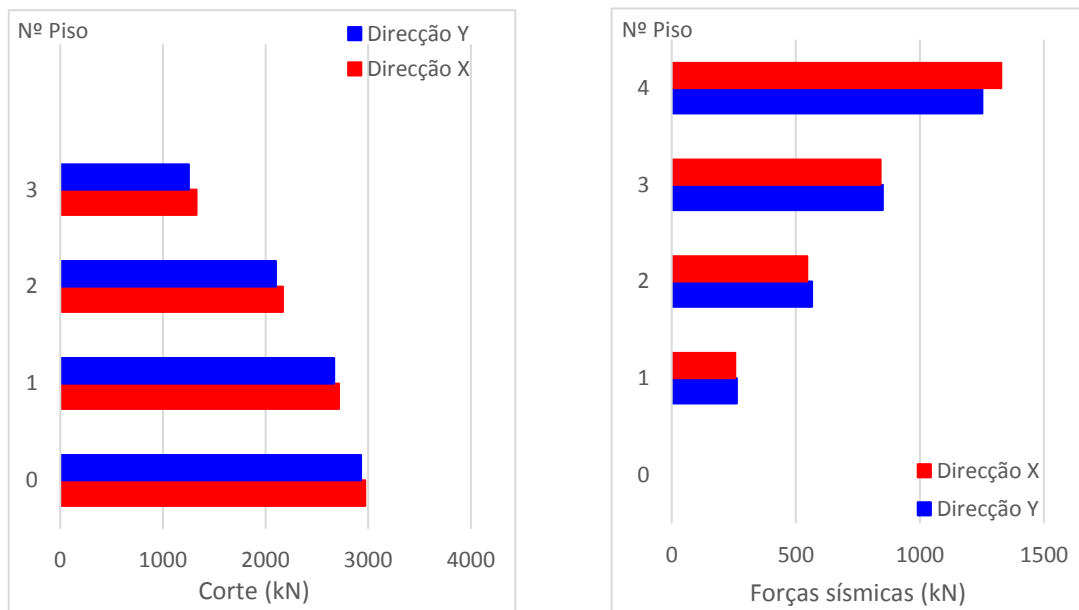


Figura 5.6 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E4M

Verifica-se uma distribuição de forças triangular invertida semelhante à do modelo E4A. Na tabela 5.4 encontram-se os valores conducentes à determinação do coeficiente sísmico e da resultante das distribuições de força sísmica.

Tabela 5.4 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E4M

Direcção	Corte basal (kN)	N_{cqp} (kN)	C_E (%)	$M_{Derrubador}$ (kN.m)	h_r/h (%)
X	2971	29048	10	26712	75
Y	2930	29048	10	26288	75

Corroborar-se novamente a distribuição de forças aproximadamente triangular com uma resultante a 3/4 da altura do edifício.

5.2.3 MODELO E4P (SISTEMA DE PAREDES)

5.2.3.1 Análise modal

Os resultados da análise modal obtidos para este modelo encontram-se na tabela 5.5. Verifica-se novamente que os 2 primeiros modos correspondem a modos dominantes de translação segundo os eixos X, Y e o terceiro modo corresponde a uma rotação segundo Z (torção), respectivamente. Contudo, ao contrário do que aconteceu nos modelos E4A e E4P, o 1º modo é uma translação segundo X. As percentagens de massa mobilizadas para os modos de vibração encontram-se entre os 75 e 80%, sendo que o 2º modo segundo X tem ainda assim uma participação próxima dos 20%. Às frequências obtidas neste modelo para os primeiros modos de rotação, segundo cada direcção horizontal, correspondem acelerações espectrais de patamar.

Tabela 5.5 - Parâmetros da análise modal do caso E4P

Modo	Frequência (Hz)	Participação de massa mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	2,177	0,756	0	0
2	2,194	0	0,764	0
3	3,335	0	0	0,796
4	7,612	0	0,168	0
5	7,849	0,186	0	0
6	8,455	0	0	0,133

5.2.3.2 Deslocamentos e *drifts* máximos

Na figura 5.7 são apresentados os gráficos com a distribuição em altura dos *drifts* e deslocamentos máximos neste modelo. Observa-se um comportamento da estrutura muito aproximada para as duas direcções. Os *drifts* máximos observados na estrutura ocorrem no 3º piso da estrutura, para as duas direcções X e Y, com valores de 0,37% e 0,41%. Os deslocamentos máximos de topo segundo a direcção X e Y têm o valor de 40 e 39 mm, respectivamente. Dado que os valores dos *drifts* máximos observados para a acção de projecto são menores do que 0,50%, é cumprido o critério de limitação de danos, na direcção X e Y, em todos os pisos.

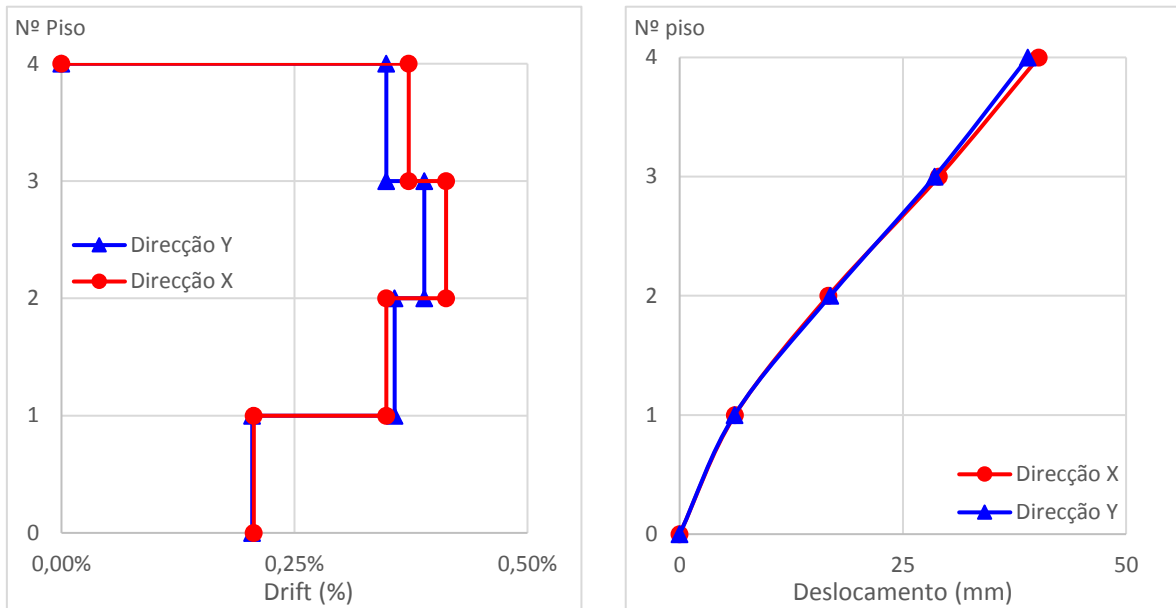


Figura 5.7 - Gráficos de drifts (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E4P

5.2.3.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos

São apresentados na figura 5.8 os gráficos com a distribuição em altura do corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso para as direcções X e Y.

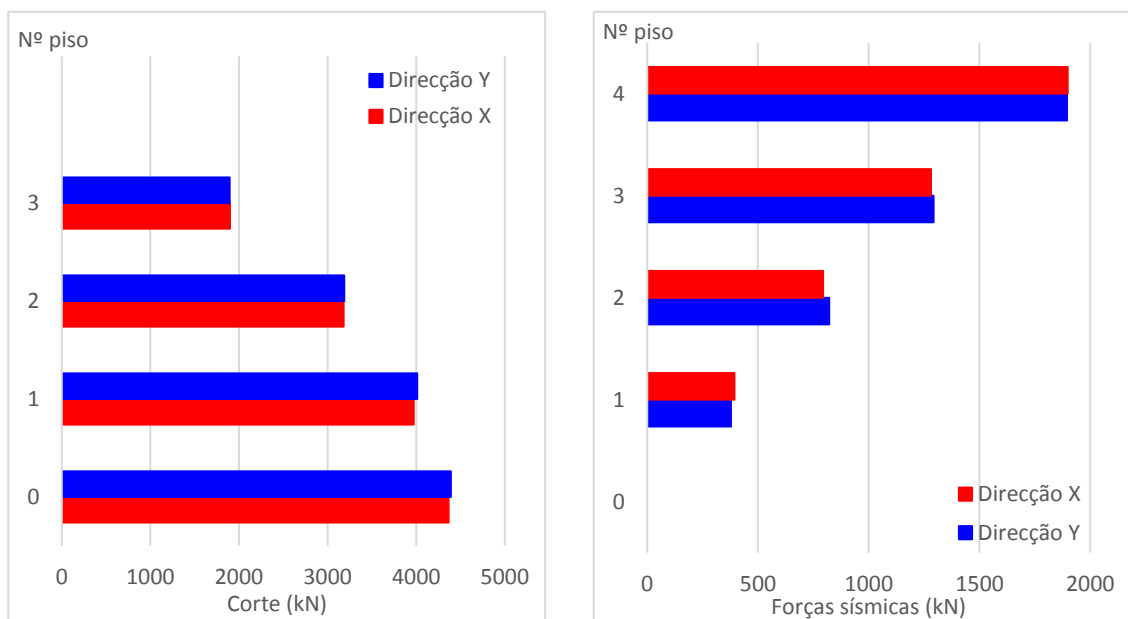


Figura 5.8 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E4P

Verifica-se uma distribuição das forças sísmicas idêntica à dos restantes modelos analisados com 4 pisos. A tabela 5.6 apresenta os valores do coeficiente sísmico e da resultante aproximada das forças sísmicas, observando-se que o valor da resultante obtido se encontra a aproximadamente 3/4 da altura do edifício para as duas direcções.

Tabela 5.6 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E4P

Direcção	Corte basal (kN)	N_{cqp} (kN)	C_E (%)	$M_{Derrubador}$ (kN.m)	h_r/h (%)
X	4367	29666	15	39092	75
Y	4389	29666	15	38852	74

5.2.4 MODELO E10M (SISTEMA MISTO)

5.2.4.1 Análise modal

Os resultados obtidos da análise modal deste modelo encontram-se na tabela 5.7. Os primeiros modos observados apresentam novamente um claro comportamento de translação pura segundo X e Y, e de torção pura para o 3º modo. Observa-se uma participação de massa mobilizada para estes primeiros modos ligeiramente inferior do que o verificado para os modelos de 4 pisos, num intervalo entre 72 e 75%.

Tabela 5.7 - Parâmetros da análise modal do caso E10M

Modo	Frequência (Hz)	Participação de massa mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	0,657	0,722	0	0
2	0,658	0	0,750	0
3	0,951	0	0	0,732
4	2,107	0	0,119	0
5	2,200	0,141	0	0
6	3,174	0	0	0,132
7	4,100	0	0,052	0
8	4,534	0,0596	0	0

5.2.4.2 Deslocamentos e *drifts* máximos

Os resultados obtidos para este modelo dos deslocamentos e *drifts* máximos encontram-se na figura 5.9. Verifica-se uma distribuição de *drifts* semelhante para as duas direcções, com valores máximos de 0,72% e 0,77%, para as direcções X e Y, respectivamente, a ocorrerem no 5º e 4º pisos. Os deslocamentos máximos de topo têm o valor de 183 e 177 mm, para as direcções X e Y, respectivamente. Verifica-se que os deslocamentos ao longo da altura do edifício têm o maior valor segundo a direcção Y, exceptuando-se para o 9º e 10º pisos. Na figura 5.10 apresenta-se o gráfico demonstrativo da satisfação do estado limite de limitação de danos imposto pelo EC8, observando-se que o mesmo é cumprido para todos os pisos do edifício, e para as duas direcções de actuação da acção sísmica.

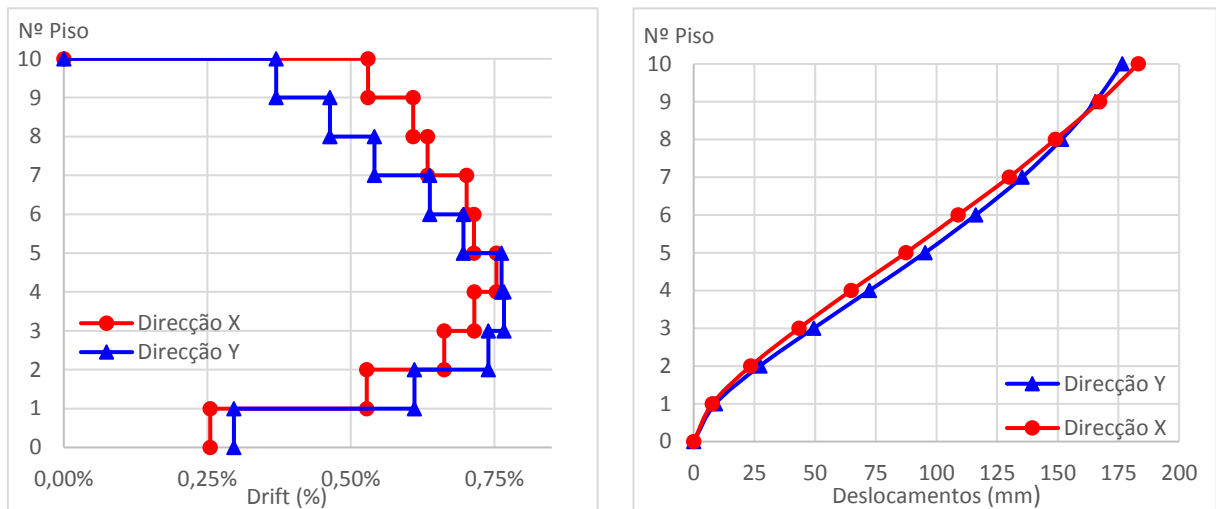


Figura 5.9 - Gráficos de drifts (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E10M

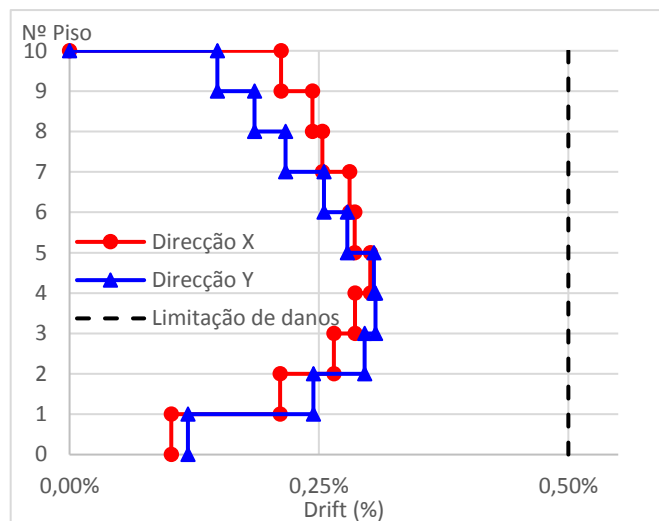


Figura 5.10 - Verificação do estado de limitação de danos no modelo E10M

5.2.4.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos

A figura 5.11 apresenta a distribuição do corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso para este modelo. Verifica-se uma alteração da distribuição das forças sísmicas pela altura do edifício em relação aos modelos de 4 pisos anteriormente analisados, particularmente no caso dos pisos intermédios. Constata-se a ocorrência de um máximo relativo ao nível do 4º piso, observando-se uma diminuição das forças para os dois pisos seguintes, verificando-se de seguida um crescimento a partir desse piso. A menor contribuição dos primeiros modos para cada direcção pode ser uma das causas desta variação, bem como a variação da rigidez dos pilares, decorrente das variações das secções que ocorrem ao longo da altura. Na tabela 5.8 encontram-se os valores conducentes aos cálculos do coeficiente sísmico bem como da altura relativa da resultante das forças sísmicas aplicadas à estrutura. Conclui-se que a resultante se encontra a aproximadamente $2/3$ da altura do edifício, ao contrário do que se verifica para os modelos de 4 pisos, podendo indicar uma distribuição mais próxima da triangular invertida quando comparado com esses modelos.

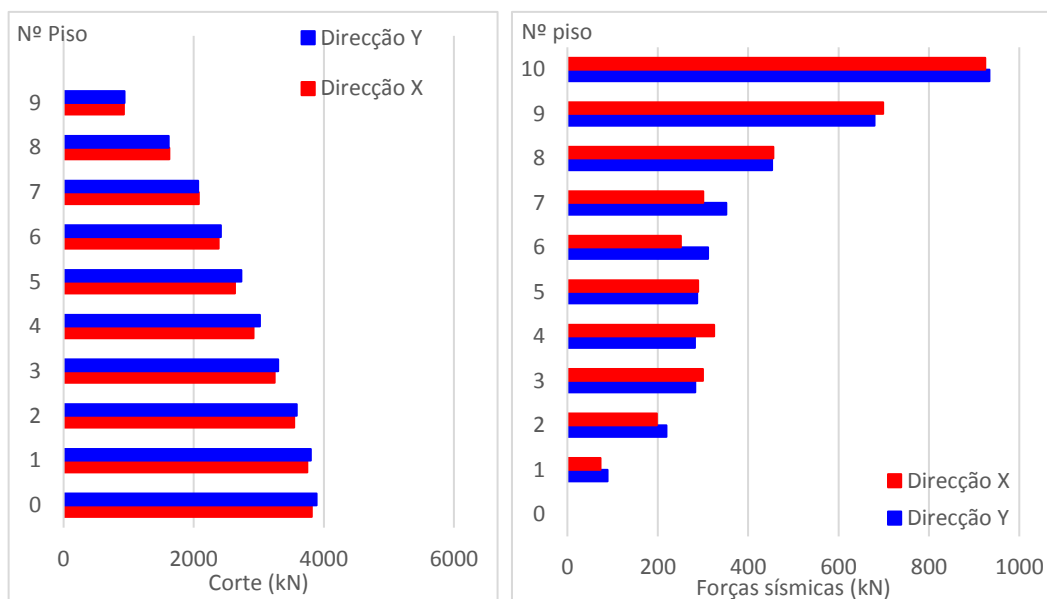


Figura 5.11 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E10M

Tabela 5.8 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E10M

Direcção	Corte basal (kN)	N_{cqp} (kN)	C_E (%)	$M_{Derrubador}$ (kN.m)	h_r/h (%)
X	3817	75705	5	73738	64
Y	3890	75705	5	75382	65

5.2.5 MODELO E10P (SISTEMA DE PAREDES)

5.2.5.1 Análise modal

Os resultados da análise modal obtidos para este modelo encontram-se na tabela 5.9. Os 2 primeiros modos de vibração correspondem a modos de translação pura segundo as direcções X e Y, respectivamente, e o 3º modo corresponde a um modo de torção pura. As participações de massa mobilizadas nestes modos rondam os 70%, valores menores quando comparados com os verificados nos modelos de 4 pisos e para o modelo E10M, observando-se uma maior participação dos restantes modos para cada direcção.

Tabela 5.9 - Parâmetros da análise modal do caso E10P

Modo	Frequência (Hz)	Participação de massa mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	0,911	0,694	0	0
2	0,953	0	0,715	0
3	1,451	0	0	0,699
4	3,414	0	0,146	0
5	3,463	0,178	0	0
6	5,408	0	0	0,161
11	6,944	0,052	0	0
13	7,086	0	0,059	0

5.2.5.2 Deslocamentos e drifts máximos

São apresentadas na figura 5.12 as distribuições de *drifts* e deslocamentos máximos ao longo da altura para este modelo. Observa-se um comportamento diferente para a distribuição dos *drifts* em altura para as duas direcções, sendo que para a direcção X o valor máximo de *drift* é observado para o 6º piso, com o valor de 0,64% enquanto que para a direcção Y esse máximo verifica-se no 8º piso, com o valor de 0,69%. A distribuição dos deslocamentos em altura é também diferente, verificando-se que a direcção Y apresenta os maiores deslocamentos até ao 8º piso, sendo que o deslocamento máximo de topo ocorre segundo a direcção X. Estes deslocamentos máximos de topo têm o valor de 168 e 157 mm, respectivamente para a direcção X e Y. Esta diferença de comportamento em altura poderá ser explicada pela diferença de rigidez segundo as duas direcções, pois segundo a direcção X existe uma rigidez lateral conferida pelas paredes comparativamente menor, que poderá aproximar o comportamento da estrutura para essa direcção a um comportamento de um sistema misto.

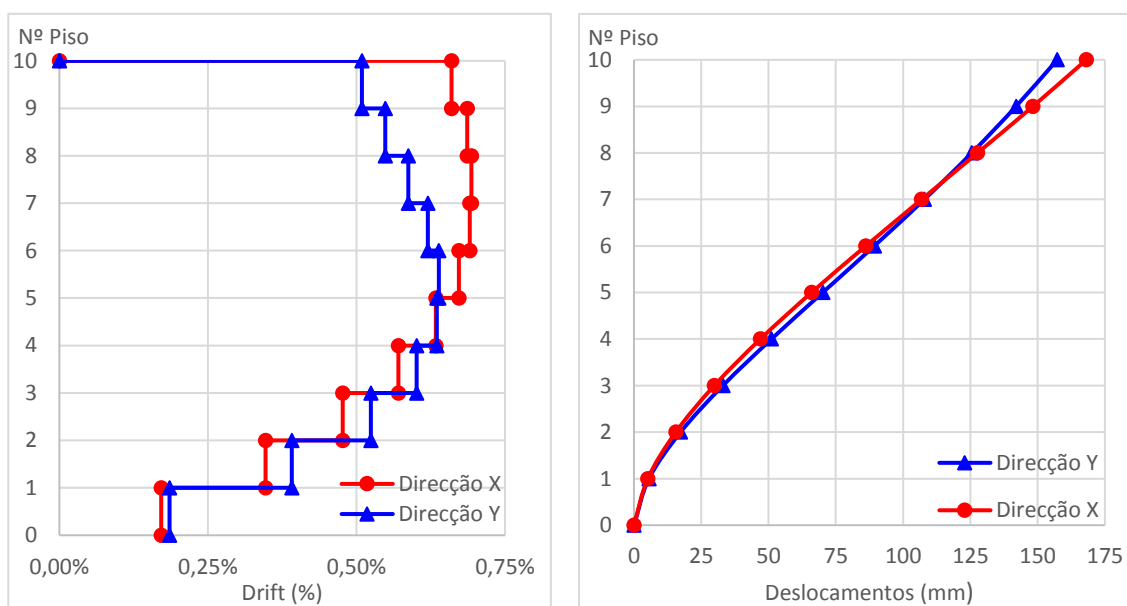


Figura 5.12 - Gráficos de *drifts* (à esquerda) e deslocamentos (à direita) para o modelo E10P

Na figura 5.13 é apresentada a verificação do estado limite de limitação de danos para esta estrutura, verificando-se o cumprimento do mesmo para todos os pisos da estrutura.

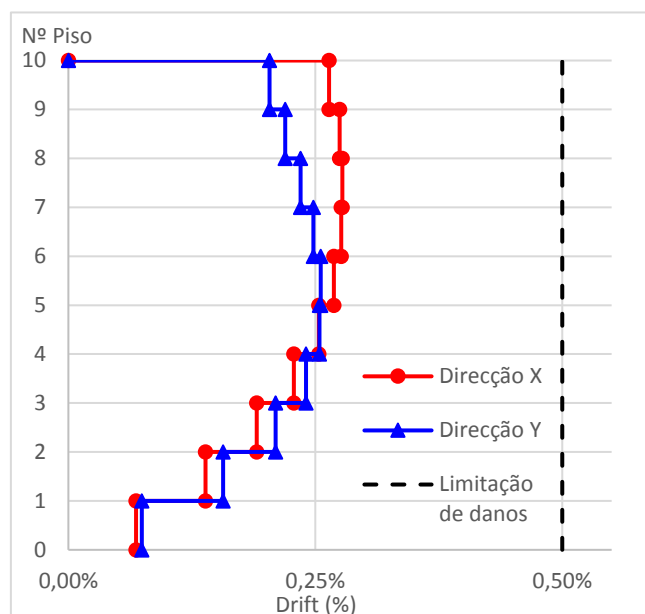


Figura 5.13 - Verificação do estado de limitação de danos no modelo E10P

5.2.5.3 Corte ao nível dos pisos e forças sísmicas ao nível dos pisos

Na figura 5.14 são apresentadas as distribuições do corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso ao longo da altura da estrutura. A distribuição das forças sísmicas por piso nas duas direcções é semelhante às observadas no modelo E10M, com uma distribuição aproximadamente triangular invertida.

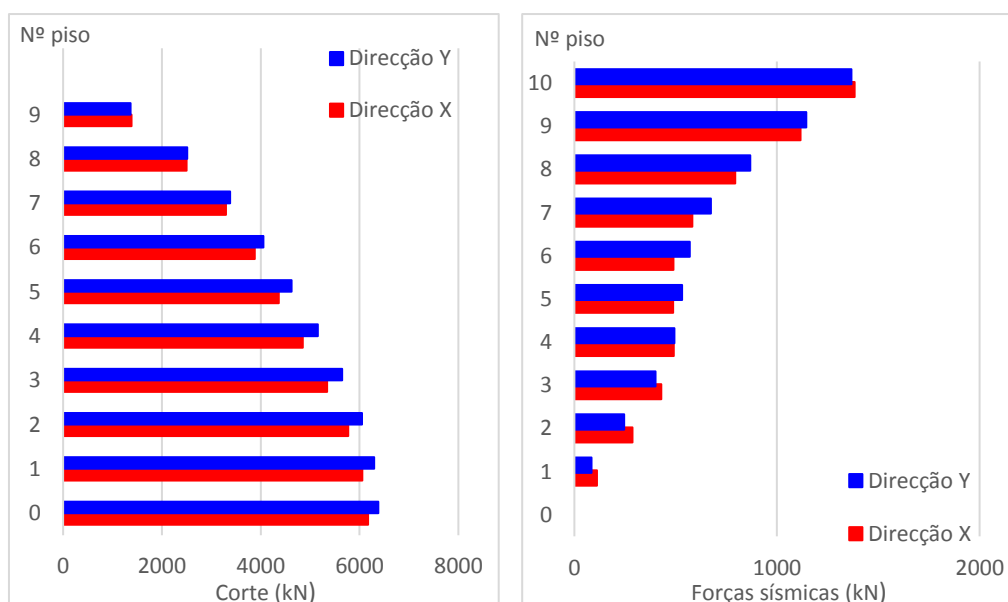


Figura 5.14 - Distribuição do corte ao nível dos pisos (esquerda) e das forças sísmicas por piso (direita) no modelo E10P

Na tabela 5.10 são apresentadas os valores do coeficiente sísmico para as direcções X e Y e a altura relativa da resultante das forças sísmicas. Esta resultante encontra-se a $2/3$ da altura do modelo para as duas direcções de actuação da força sísmica, corroborando uma distribuição de forças triangular invertida.

Tabela 5.10 - Coeficiente sísmico e altura relativa da resultante das forças modelo E10P

Direcção	Corte basal (kN)	N_{cqp} (kN)	C_E (%)	$M_{Derrubador}$ (kN.m)	h_r/h (%)
X	6171	77490	8	122741	66
Y	6380	77490	8	130372	68

5.3 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES PILAR-LAJE

Neste subcapítulo serão aplicados os métodos de dimensionamento presentes no EC8 e no ACI aos modelos idealizados, com o intuito de aferir as implicações das mesmas, com ênfase dada ao dimensionamento das lajes, quer à flexão, quer ao punçoamento. Os esforços de dimensionamento apresentados têm, onde aplicável, os efeitos de 2ª ordem incluídos. As tabelas com o cálculo dos factores de sensibilidade para estes efeitos para cada piso encontram-se no anexo A3.

Para a escolha da ligação pilar-laje a analisar verificou-se a distribuição dos momentos ao longo da altura de um pilar interior, para aferir qual o piso em que os momentos causados devido às combinações sísmicas eram maiores, de modo a que estes fossem mais condicionantes quando comparados com a combinação de Estado Limite Último. A localização em planta do pilar escolhido, bem como o esquema tipo da ligação podem ser consultados na figura 5.15.

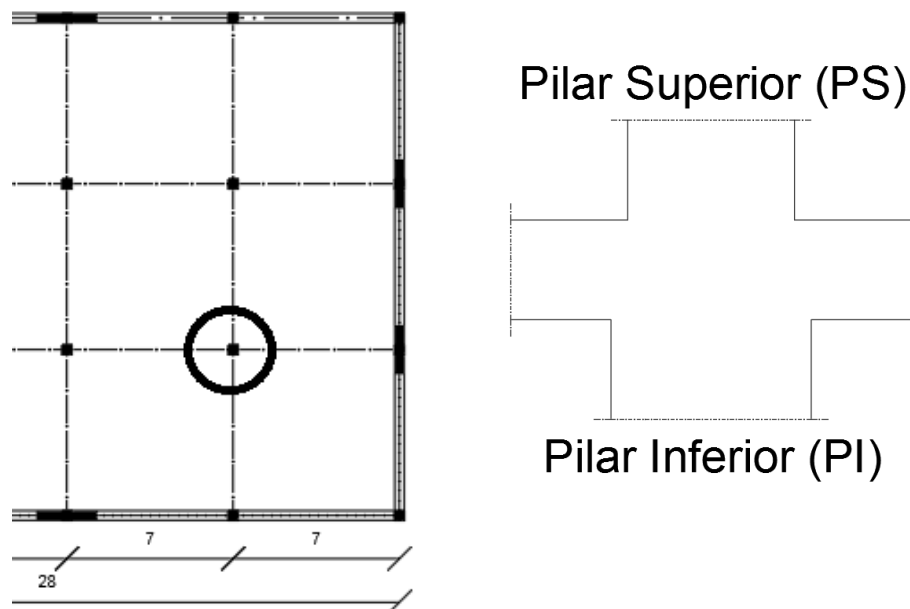


Figura 5.15 – Pormenor da localização em planta do pilar (esquerda) e esquema da ligação a analisar (direita)

Na determinação das tensões de punçoamento actuantes na laje existe a necessidade de determinar os momentos transferidos entre o pilar e a laje, segundo cada direcção, que originam um esforço de punçoamento excêntrico. Caso o sinal do momento nas secções dos pilares adjacentes à laje seja igual, o momento transferido à laje, ΔM , será calculado pela soma em valor absoluto desses momentos. Caso contrário, o momento transferido será calculado pela diferença desses valores.

Os resultados apresentados pelo programa *SAP2000* são obtidos através de uma análise modal por espectro de resposta e realizando uma combinação das respostas segundo as direcções X e Y, através da raiz quadrada da soma dos quadrados para direcção individual. Como tal, os esforços obtidos são envolventes de esforços, não tendo necessariamente o sinal correcto.

Para averiguar o sinal desses momentos obtidos foram analisados os sinais dos momentos M_x e M_y , para a ligação pilar-laje a analisar, para os primeiros modos de vibração segundo cada direcção de actuação da acção sísmica.

Os esforços de flexão para o dimensionamento das lajes foram obtidos através da utilização da função de integração de esforços *Section Cut* presente no programa *SAP2000*. Para tal foi integrada uma zona com uma largura de 2 m na secção da ligação pilar-laje a analisar, para a obtenção dos momentos máximos n . Estes esforços obtidos foram posteriormente divididos por essa largura de integração, para a obtenção do momento médio actuante por metro na secção.

A aplicação dos critérios do EC8 será efectuada considerando a aplicação do espectro de cálculo elástico ao modelo M_1 para a obtenção dos deslocamentos máximos da estrutura. Já no caso da aplicação dos critérios do ACI, o modelo considerado para cada estrutura será o modelo M_{1+2} , sob a acção sísmica do espectro de cálculo determinado para cada modelo, como é indicado pelos pressupostos do ACI explanados no capítulo 3.

5.3.1 MODELO E4A (SISTEMA PORTICADO)

Para este modelo é apenas possível analisar a ligação pilar-laje através do critério apresentado pelo ACI, visto que uma tipologia constituída apenas por lajes fungiformes como sistema resistente não está enquadrada nos pressupostos do EC8. Será analisado um nó de ligação do piso 2 ($z=6$ m), entre uma laje com uma espessura de 0,30 m ($d=0,25$ m), um pilar inferior (PI) com dimensões 0,50 x 0,50 m² e um pilar superior (PS) com dimensões 0,40 x 0,40 m². Para este piso o factor de sensibilidade para os efeitos de 2ª ordem toma o valor de 1,17 segundo a direcção X e 1,18 para a direcção Y.

5.3.1.1 Esforços de Dimensionamento

Na tabela 5.11 a seguir apresentada encontram-se os esforços de dimensionamento da laje, bem como o momento reduzido actuante para cada direcção.

Tabela 5.11 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E4A

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ_x	μ_y
ELU	-179,5	-179,0	0,17	0,17
Comb. $E_d(X)$	-150,5	-192,5	0,14	0,18
Comb. $E_d(Y)$	-195,7	-149,3	0,19	0,14

Para estes esforços da laje verifica-se que o dimensionamento da mesma é condicionado pelas combinações sísmicas para cada direcção, com um valor de momento reduzido elevado. Para o cálculo das tensões de punçoamento foi considerada uma taxa de armadura longitudinal de tracção para cada direcção de 1%, de acordo com as combinações condicionantes, verificando-se que para este caso a espessura da laje poderá não estar otimizada para as acções a que o sismo a poderá sujeitar.

Os esforços dos pilares PS e PI, conducentes à determinação dos esforços de punçoamento actuantes são apresentados nas tabelas 5.12 e 5.13, respectivamente, a seguir apresentadas:

Tabela 5.12 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E4A

Combinação	Max/Min	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	V _x (kN)	V _y (kN)
ELU		3014	-21,8	19,4	-12,8	14,5
Comb. E _d (X)	Max	1822	-58,1	-132,9	88,3	38,6
Comb. E _d (X)	Min	1839	31,4	156,7	-104,0	-20,9
Comb. E _d (Y)	Max	1842	-162,3	-31,6	21,0	107,9
Comb. E _d (Y)	Min	1819	135,6	55,4	-36,7	-90,2
CQP		1830	-13,4	11,9	-7,9	8,9

Tabela 5.13 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E4A

Combinação	Max/Min	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	V _x (kN)	V _y (kN)
ELU		2029	10,0	-9,0	-6,3	7,0
Comb. E _d (X)	Max	1229	36,9	96,2	68,2	26,1
Comb. E _d (X)	Min	1239	-24,7	-107,3	-76,0	-17,6
Comb. E _d (Y)	Max	1241	108,8	25,0	17,8	77,1
Comb. E _d (Y)	Min	1227	-96,5	-36,1	-25,5	-68,5
CQP		1234	6,1	-5,5	-3,9	4,3

A partir destes esforços nos pilares apresenta-se na tabela 5.14 os valores dos esforços e tensões de punçoamento actuante condicionantes, tendo os momentos transferidos entre o pilar e a laje resultado da soma em valor absoluto dos momentos nas extremidades dos pilares adjacentes à laje. Para o caso da combinação quase-permanente (CQP) é apresentado apenas o esforço de punçoamento actuante, sem transferência de momento, tal como foi explicado no capítulo 3 para o cumprimento do critério do ACI.

Tabela 5.14 - Esforços e tensões de punçoamento actuantes na ligação do piso 2 no modelo E4A

Combinação	V _{ed} (kN)	ΔM _x (kN.m)	ΔM _y (kN.m)	β	V _{ed,u1} (MPa)	V _{rd,c} (MPa)	V _{ed} /V _{rd,c}	V _{ed,u0} (MPa)	V _{rd,máx} (MPa)
ELU	1001	31,8	28,4	1,05	0,89	0,67	1,33	2,63	4,50
Comb. E _d (X)	708	66,1	311,5	1,54	0,92	0,67	1,37	2,73	4,50
Comb. E _d (Y)	709	319,8	66,7	1,55	0,93	0,67	1,39	2,75	4,50
CQP	608	-	-	1,00	0,51	0,67	0,76	1,52	4,50

5.3.1.2 Aplicação do critério de dimensionamento do ACI

Verifica-se a necessidade de armaduras de punçoamento, quer para combinação ELU, quer para as combinações sísmicas segundo cada direcção, sendo a combinação segundo a direcção Y condicionante. Os *drifts* condicionantes para a aplicação do critério do ACI são apresentados na tabela 5.15. A aplicação do critério exposto pela equação (3.8) a esta estrutura é apresentada na figura 5.16. Verifica-se que para controlar a ductilidade desta ligação seria necessário introduzir armaduras de punçoamento. Contudo, com a aplicação deste critério verifica-se que esta estrutura se encontra já numa zona bastante fora do limite imposto para a não necessidade de armadura, pelo que poderá não representar a melhor opção para uma estrutura resistente aos sismos sob estas condições de intensidade sísmica.

Tabela 5.15 - *Drifts* observados para o modelo E4A segundo as duas direcções

Direcção X		Direcção Y	
Piso	<i>Drift</i>	Piso	<i>Drift</i>
2	1,21%	2	1,26%
3	1,36%	3	1,40%

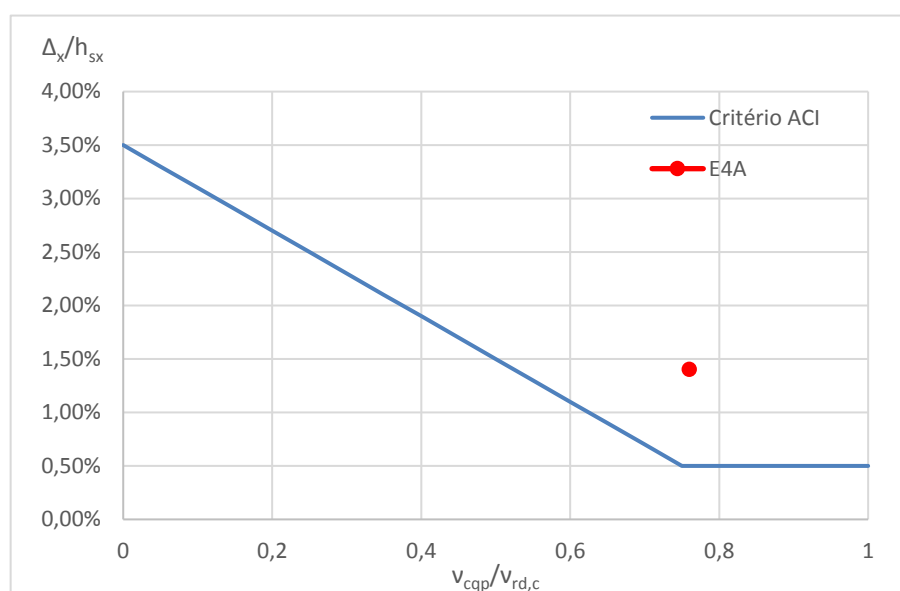


Figura 5.16 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E4A

5.3.2 MODELO E4M (SISTEMA MISTO)

Para o dimensionamento deste modelo segundo o EC8 seria necessário classificar os pilares ligados às lajes fungiformes como elementos sísmicos primários. Contudo, tal classificação não cumpriria o requisito do artigo 4.2.2(4), apresentado no capítulo 2, visto que a contribuição para a rigidez lateral dos pilares não seria menor que 15% da dos elementos sísmicos primários. Como tal, essa análise segundo o EC8 não é possível. Assim sendo, apenas será possível aplicar o critério de controlo da ductilidade apresentado pelo ACI. Para este modelo a ligação considerada está localizada ao nível do piso 2 ($z=6$), entre uma laje com uma espessura de 0,30 m ($d=0,25$ m), um pilar inferior (PI) com dimensões 0,50 x 0,50 m² e um pilar superior (PS) com dimensões 0,40 x 0,40 m². O factor de sensibilidade dos efeitos de 2ª ordem toma o valor 1,00 para as duas direcções.

5.3.2.1 Esforços de Dimensionamento

Na tabela 5.16 a seguir apresentada encontram-se os esforços de dimensionamento da laje, bem como o momento reduzido actuante para cada direcção.

Tabela 5.16 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E4M

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ_x	μ_y
ELU	-162,1	-168,4	0,16	0,16
Comb. E _d (X)	-110,0	-151,8	0,11	0,15
Comb. E _d (Y)	-137,5	-117,0	0,13	0,11

Verifica-se para este caso que as combinações sísmicas não foram condicionantes. Tal é devido ao facto de os efeitos de 2ª ordem não terem influência para os esforços de dimensionamento. Assim, foi considerado uma taxa de armadura longitudinal de tracção de 0,8% para o cálculo das tensões de punção.

Os esforços dos pilares PS e PI, conducentes à determinação dos esforços de punção actuantes são apresentados nas tabelas 5.17 e 5.18, respectivamente, a seguir apresentadas:

Tabela 5.17 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E4M

Combinação	Max/Min	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
ELU		2882	-12,2	40,5	-27,0	8,3
Comb. E _d (X)	Max	1725	27,1	138,6	61,8	28,6
Comb. E _d (X)	Min	1775	-42,1	-89,3	-94,6	-18,4
Comb. E _d (Y)	Max	1740	107,4	58,9	7,1	83,1
Comb. E _d (Y)	Min	1760	-122,5	-9,6	-39,9	-72,9
CQP		1750	-7,5	24,7	-16,4	5,1

Tabela 5.18 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E4M

Combinação	Max/Min	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
ELU		1937	4,8	-17,9	-12,3	3,2
Comb. E _d (X)	Max	1162	20,8	62,6	43,6	14,9
Comb. E _d (X)	Min	1194	-14,9	-84,4	-58,5	-11,0
Comb. E _d (Y)	Max	1172	62,3	11,2	7,8	45,0
Comb. E _d (Y)	Min	1184	-56,4	-33,0	-22,8	-41,0
CQP		1178	2,9	-10,9	-7,5	2,0

Na tabela 5.19 encontram-se os valores para as tensões de punção actuantes para as combinações apresentadas nas tabelas anteriormente expostas. Os momentos transferidos entre o pilar e a laje

resultaram novamente da soma dos valores absolutos dos momentos nas extremidades dos pilares adjacentes à laje.

Tabela 5.19 - Esforços e tensões de punçoamento actuantes na ligação do piso 2 no modelo E4M

Combinação	V_{ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{ed,u1}$ (MPa)	$V_{rd,c}$ (MPa)	$V_{ed}/V_{rd,c}$	$V_{ed,u0}$ (MPa)	$V_{rd,máx}$ (MPa)
ELU	944	17,0	58,4	1,08	0,79	0,62	1,27	2,03	4,50
Comb. $E_d(X)$	563	47,9	201,2	1,44	0,63	0,62	1,02	1,62	4,50
Comb. $E_d(Y)$	576	178,9	42,6	1,38	0,62	0,62	1,00	1,59	4,50
CQP	572	-	-	1,00	0,44	0,62	0,71	1,14	4,50

5.3.2.2 Aplicação do critério de dimensionamento do ACI

Verifica-se que a combinação ELU é também condicionante para o dimensionamento das armaduras de punçoamento relativamente às combinações sísmicas.

Na tabela 5.20 apresentam-se os *drifts* condicionantes para a aplicação do critério do ACI a esta estrutura, e na figura 5.17 é apresentado o gráfico com a aplicação desse critério para esta estrutura. Verifica-se para este modelo a necessidade de armadura de punçoamento, ainda que este caso esteja mais próximo do limite estabelecido, logo demonstrando um melhor comportamento para a acção sísmica.

Tabela 5.20 - *Drifts* observados para o modelo E4M segundo as duas direcções

Direcção X		Direcção Y	
Piso	<i>Drift</i>	Piso	<i>Drift</i>
2	0,74%	2	0,85%
3	0,85%	3	0,86%

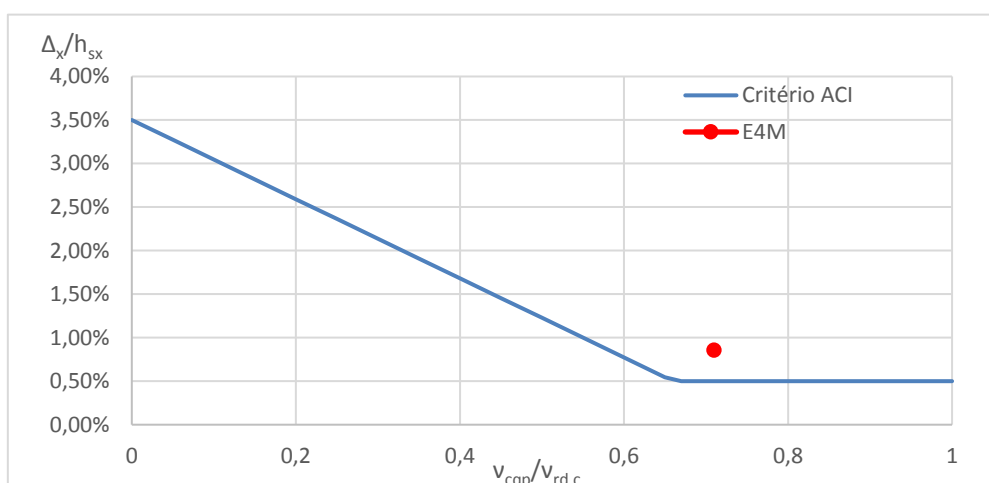


Figura 5.17 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E4M

5.3.3 MODELO E4P (SISTEMA DE PAREDES)

Para este modelo é já possível aplicar os conceitos do EC8, além daqueles presentes no ACI, no dimensionamento da laje, visto que os pilares podem ser já classificados como elementos secundários. Será analisado um nó de ligação do piso 2 ($z=6$ m), entre uma laje com uma espessura de 0,30 m ($d=0,25$ m), um pilar inferior (PI) com dimensões 0,50 x 0,50 m² e um pilar superior (PS) com dimensões 0,40 x 0,40 m². Para este piso o factor de sensibilidade para os efeitos de 2^a ordem toma o valor de 1,00 para as duas direcções.

5.3.3.1 Dimensionamento segundo o EC8

A aplicação do espectro elástico ao modelo M_1 para a obtenção dos deslocamentos de projecto, e sua posterior aplicação ao modelo M_{1+2} resulta nos seguintes esforços de dimensionamento para a laje:

Tabela 5.21 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E4P segundo a abordagem do EC8

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ_x	μ_y
ELU	-176,9	-172,0	0,17	0,17
Comb. $E_d(X)$	-151,4	-253,4	0,15	0,24
Comb. $E_d(Y)$	-232,7	-150,1	0,22	0,14

Verifica-se o condicionamento que as combinações sísmicas apresentam para o dimensionamento da laje, obrigando a uma taxa de armadura longitudinal de tracção de 1,1%, um valor que será já de difícil execução em obra, não sendo económico, tendo em conta os valores correntes do momento reduzido entre 0,10 e 0,15 para as lajes fungiformes.

Os esforços dos pilares PS e PI, conducentes à determinação dos esforços de punção actuaes são apresentados nas tabelas 5.22 e 5.23, respectivamente, a seguir apresentadas:

Tabela 5.22 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E4P segundo a abordagem do EC8

Combinação	Max/Min	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
ELU		2837	-8,0	1,9	-2,1	5,8
Comb. $E_d(X)$	Max	1597	-122,1	-378,9	251,9	81,3
Comb. $E_d(X)$	Min	1849	113,6	380,9	-254,2	-75,0
Comb. $E_d(Y)$	Max	1723	337,9	128,9	-85,4	-227,4
Comb. $E_d(Y)$	Min	1723	-346,4	-126,9	83,1	233,8
CQP		1723	-4,3	1,0	-1,2	3,2

Tabela 5.23 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E4P segundo a abordagem do EC8

Combinação	Max/Min	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	V _x (kN)	V _y (kN)
ELU		1905	-0,6	1,7	1,5	-0,5
Comb. E _d (X)	Max	1080	65,3	221,4	152,7	45,2
Comb. E _d (X)	Min	1238	-62,8	-219,7	-151,1	-43,6
Comb. E _d (Y)	Max	1170	-182,9	-73,1	-50,3	-126,3
Comb. E _d (Y)	Min	1148	185,4	74,8	51,9	127,8
CQP		1159	1,3	0,9	0,8	0,8

Verificou-se neste caso que as secções dos pilares obtidas, mesmo considerando no seu pré-dimensionamento um esforço axial reduzido menor que 0,65, e logo secções brutas maiores, não é comportável com o nível de esforços actuantes para as combinações sísmicas para o pilar PI, em grande parte devido aos momentos actuantes elevados que resultam da utilização do espectro elástico para o dimensionamento.

Para estes esforços de dimensionamento dos pilares obtiveram-se os seguintes esforços e tensões de punçoamento actuantes na laje presentes na tabela 5.24, sendo que os momentos transferidos às lajes resultaram da soma dos valores absolutos dos momentos observados nas extremidades dos pilares adjacentes à laje.

Tabela 5.24 - Esforços e tensões de punçoamento actuantes na ligação do piso 2 no modelo E4P segundo a abordagem do EC8

Combinação	V _{ed} (kN)	ΔM _x (kN.m)	ΔM _y (kN.m)	β	V _{ed,u1} (MPa)	V _{rd,c} (MPa)	V _{ed} /V _{rd,c}	V _{ed,u0} (MPa)	V _{rd,máx} (MPa)
ELU	931	8,7	3,6	1,01	0,80	0,68	1,18	1,88	4,50
Comb. E _d (X)	611	176,4	600,6	2,32	1,19	0,68	1,75	3,54	4,50
Comb. E _d (Y)	576	531,8	201,8	2,27	1,10	0,68	1,62	3,27	4,50

Verifica-se que para este método de dimensionamento, com os elementos a permanecerem em regime elástico, os momentos transferidos entre a laje e o pilar apresentam valores bastante elevados, e cujo efeito é sentido no valor elevado do coeficiente β resultante. Esse efeito faz com que as combinações sísmicas sejam bastante exigentes para o dimensionamento de armaduras de punçoamento necessárias, quando comparadas com a combinação ELU. Adicionalmente, essa exigência, expressa pelo rácio V_{ed}/V_{rd,c}, toma valores maiores que 1,6, valor esse tido como o limite para o controlo eficaz do punçoamento através da utilização de armaduras.

5.3.3.2 Esforços de dimensionamento segundo o ACI

Para o dimensionamento da laje através dos pressupostos do ACI foi aplicado o espectro de cálculo ao modelo M₁₊₂ para este caso. Na tabela 5.25 a seguir apresentada encontram-se os esforços de dimensionamento da laje, bem como o momento reduzido actuante para cada direcção.

Tabela 5.25 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E4P segundo a abordagem do ACI

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ_x	μ_y
ELU	-176,9	-172,0	0,17	0,17
Comb. $E_d(X)$	-117,3	-143,3	0,11	0,14
Comb. $E_d(Y)$	-140,5	-115,9	0,13	0,11

Observa-se que para este caso as combinações sísmicas deixam de ser condicionantes para o dimensionamento da laje, o que seria de esperar, devido à aplicação do espectro de cálculo. Para esta situação foi considerada uma taxa de armadura longitudinal de tracção de 0,8% para o cálculo das tensões de punçoamento.

Os esforços dos pilares PS e PI, conducentes à determinação dos esforços de punçoamento actuates são apresentados nas tabelas 5.26 e 5.27, respectivamente, a seguir apresentadas:

Tabela 5.26 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E4P segundo a abordagem do ACI

Combinação	Max/Min	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
ELU		2837	-8,0	1,9	-2,1	5,8
Comb. $E_d(X)$	Max	1682	22,1	97,9	62,8	21,7
Comb. $E_d(X)$	Min	1764	-32,1	-95,4	-65,5	-14,6
Comb. $E_d(Y)$	Max	1707	83,9	30,6	18,1	63,3
Comb. $E_d(Y)$	Min	1739	-93,9	-28,1	-20,7	-56,2
CQP		1723	-5,0	1,2	-1,3	3,6

Tabela 5.27 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E4P segundo a abordagem do ACI

Combinação	Max/Min	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
ELU		1906	-0,6	1,7	1,5	-0,5
Comb. $E_d(X)$	Max	1133	14,6	59,7	41,3	10,0
Comb. $E_d(X)$	Min	1185	-15,2	-57,8	-39,5	-10,5
Comb. $E_d(Y)$	Max	1151	48,2	18,8	13,1	33,2
Comb. $E_d(Y)$	Min	1167	-48,8	-16,8	-11,4	-33,7
CQP		1159	-0,3	1,0	0,9	-0,2

Para estes esforços de dimensionamento dos pilares os valores das tensões de punçoamento actuates encontram-se na tabela 5.28.

Tabela 5.28 - Esforços e tensões de punçoamento actuantes na ligação do piso 3 no modelo E4P segundo a abordagem do ACI

Combinação	V_{ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{ed,u1}$ (MPa)	$V_{rd,c}$ (MPa)	$V_{ed}/V_{rd,c}$	$V_{ed,u0}$ (MPa)	$V_{rd,máx}$ (MPa)
ELU	960	17,1	59,4	1,01	0,73	0,62	1,18	1,88	4,50
Comb. $E_d(X)$	563	47,9	201,2	1,44	0,63	0,62	1,02	1,62	4,50
Comb. $E_d(Y)$	576	178,9	42,6	1,38	0,62	0,62	1,00	1,59	4,50
CQP	584	-	-	1,00	0,45	0,62	0,73	0,76	4,50

Observa-se que esta abordagem conduz a tensões de punçoamento para as combinações sísmicas não condicionantes quando comparadas com a combinação ELU.

5.3.3.3 Aplicação dos critérios de dimensionamento do ACI

Na tabela 5.29 apresentam-se os *drifts* associados à aplicação do critério do ACI, aplicação essa que se encontra, na figura 5.18. Verifica-se que, devido ao facto de os *drifts* observados serem menores do que 0,5% para as duas direcções de actuação da acção sísmica, segundo o ACI não existe necessidade de introdução de armaduras de punçoamento para o controlo da ductilidade da ligação. Ainda assim é necessária armadura de punçoamento para satisfazer a combinação ELU.

Tabela 5.29 - *Drifts* observados para o modelo E4P segundo as duas direcções segundo a abordagem do ACI

Direcção X		Direcção Y	
Piso	<i>Drift</i>	Piso	<i>Drift</i>
2	0,35%	3	0,36%
3	0,41%	4	0,39%

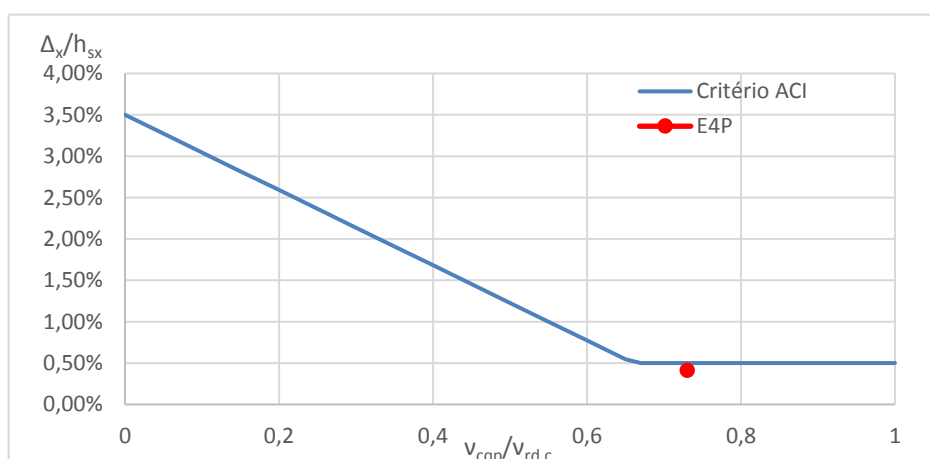


Figura 5.18 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E4P

5.3.4 MODELO E10M (SISTEMA MISTO)

Este modelo está enquadrado na mesma situação descrita anteriormente para o modelo E4M. Será analisado um nó de ligação do piso 5 ($z=15$ m), entre uma laje com uma espessura de 0,30 m ($d=0,25$ m), um pilar inferior (PI) com dimensões 0,60 x 0,60 m² e um pilar superior (PS) com dimensões 0,60 x 0,60 m². Para este piso o factor de sensibilidade para os efeitos de 2ª ordem toma o valor de 1,11 para a direcção X e 1,00 para a direcção Y.

5.3.4.1 Esforços de Dimensionamento

Na tabela 5.30 a seguir apresentada encontram-se os esforços de dimensionamento da laje, bem como o momento reduzido actuante para cada direcção. Foi considerada uma taxa de armadura longitudinal de tracção de 0,8% para as duas direcções.

Tabela 5.30 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E10M

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ_x	μ_y
ELU	-153,8	-152,2	0,15	0,15
Comb. $E_d(X)$	-121,3	-151,3	0,10	0,15
Comb. $E_d(Y)$	-164,4	-109,8	0,16	0,10

Verifica-se para este caso que a combinação sísmica segundo Y foi condicionante para a direcção X e a combinação segundo X foi condicionante para os momentos para a direcção Y.

Os esforços dos pilares PS e PI, conducentes à determinação dos esforços de punçoamento actuantes são apresentados nas tabelas 5.31 e 5.32, respectivamente, a seguir apresentadas:

Tabela 5.31 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E10M

Combinação	Max/Min	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
ELU		6372	4,2	0,1	-0,4	-2,3
Comb. $E_d(X)$	Max	3852	49,5	155,1	103,4	28,7
Comb. $E_d(X)$	Min	3915	-44,9	-154,4	-104,2	-31,2
Comb. $E_d(Y)$	Max	3856	158,3	47,1	30,9	97,9
Comb. $E_d(Y)$	Min	3911	-153,7	-46,4	-31,7	-100,3
CQP		3884	2,3	0,3	-0,4	-1,2

Tabela 5.32 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E10M

Combinação	Max/Min	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	V _x (kN)	V _y (kN)
ELU		5472	-4,2	1,7	1,6	-3,2
Comb. E _d (X)	Max	3312	27,8	117,8	81,9	19,9
Comb. E _d (X)	Min	3364	-32,5	-116,1	-80,3	-23,6
Comb. E _d (Y)	Max	3319	97,4	36,0	25,2	70,1
Comb. E _d (Y)	Min	3357	-102,2	-34,4	-23,6	-73,8
CQP		3338	-2,4	0,8	0,8	-1,9

Na tabela 5.33 encontram-se os valores para as tensões de punção actuantes para as combinações apresentadas nas tabelas anteriormente expostas. Os momentos transferidos entre o pilar e a laje resultaram da soma dos valores absolutos dos momentos nas extremidades dos pilares adjacentes à laje.

Tabela 5.33 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 5 no modelo E10M

Combinação	V _{ed} (kN)	ΔM _x (kN.m)	ΔM _y (kN.m)	β	V _{ed,u1} (MPa)	V _{rd,c} (MPa)	V _{ed} /V _{rd,c}	V _{ed,u0} (MPa)	V _{rd,máx} (MPa)
ELU	957	8,3	1,7	1,01	0,68	0,60	1,13	1,57	4,50
Comb. E _d (X)	622	87,5	305,7	1,58	0,71	0,60	1,18	1,63	4,50
Comb. E _d (Y)	626	289,1	91,3	1,55	0,70	0,60	1,17	1,61	4,50
CQP	546	-	-	1,00	0,39	0,60	0,65	0,91	4,50

Observa-se que a combinação sísmica segundo a direcção X foi condicionante para este caso para o cálculo de armadura de punção.

5.3.4.2 Aplicação do critério de dimensionamento do ACI

Na tabela 5.34 apresentam-se os *drifts* da estrutura para a aplicação do critério do ACI.

Tabela 5.34 - *Drifts* observados para o modelo E10M segundo as duas direcções

Direcção X		Direcção Y	
Piso	<i>Drift</i>	Piso	<i>Drift</i>
5	0,75%	2	0,76%
6	0,72%	3	0,70%

A aplicação do critério do ACI para esta estrutura é apresentada na figura 5.19. Verifica-se a necessidade de utilizar armadura de punção para o controlo da ductilidade da ligação sobre a acção sísmica. Contudo, esta necessidade era requerida também pela combinação ELU, sendo que a aplicação do critério do ACI conduz a um resultado muito perto do limite imposto, pelo que a armadura para o ELU poderá ser condicionante.

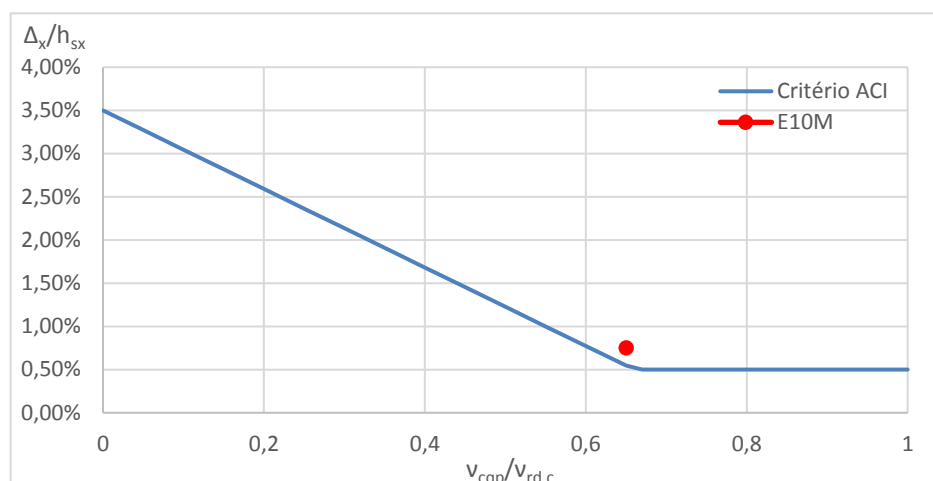


Figura 5.19 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E10M

5.3.5 MODELO E10P (SISTEMA DE PAREDES)

5.3.5.1 Dimensionamento segundo o EC8

Para este modelo verifica-se a mesma situação que para o modelo E4P. Será analisada um nó de ligação do piso 6 ($z=18$ m), entre uma laje com uma espessura de 0,30 m ($d=0,25$ m), um pilar inferior (PI) com dimensões 0,60 x 0,60 m² e um pilar superior (PS) com dimensões 0,50 x 0,50 m². Para este piso o factor de sensibilidade para os efeitos de 2ª ordem toma o valor de 1,00 para as duas direcções.

A aplicação do espectro elástico ao modelo M_1 para a obtenção dos deslocamentos de projecto, e sua posterior aplicação ao modelo M_{1+2} resulta nos seguintes esforços de dimensionamento para laje:

Tabela 5.35 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E10P segundo a abordagem do EC8

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ_x	μ_y
ELU	-146,5	-147,7	0,14	0,14
Comb. $E_d(X)$	-144,5	-274,4	0,14	0,26
Comb. $E_d(Y)$	-237,4	-154,6	0,23	0,15

Verifica-se novamente o condicionamento que as combinações sísmicas apresentam para o dimensionamento da laje, obrigando a uma taxa de armadura longitudinal de tracção de 1,05% para a direcção X e 1,25% para a direcção Y, este último um valor bastante alto para este tipo de lajes.

Os esforços dos pilares PS e PI, conducentes à determinação dos esforços de punção actuantes são apresentados nas tabelas 5.36 e 5.37, respectivamente, a seguir apresentadas:

Tabela 5.36 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI para o modelo E10P segundo a abordagem do EC8

Combinação	Max/Min	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	V _x (kN)	V _y (kN)
ELU		5242	7,1	-9,9	5,8	-4,2
Comb. E _d (X)	Max	3116	-113,3	-374,6	250,9	72,4
Comb. E _d (X)	Min	3269	121,7	362,9	-244,1	-77,3
Comb. E _d (Y)	Max	3114	-312,8	-138,0	90,8	201,8
Comb. E _d (Y)	Min	3271	321,2	126,3	-84,0	-206,7
CQP		3193	4,2	-5,8	3,4	-2,4

Tabela 5.37 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS para o modelo E10P segundo a abordagem do EC8

Combinação	Max/Min	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	V _x (kN)	V _y (kN)
ELU		4376	-10,2	14,9	10,9	-7,6
Comb. E _d (X)	Max	2606	134,2	497,2	340,2	94,3
Comb. E _d (X)	Min	2730	-146,2	-479,6	-327,3	-103,2
Comb. E _d (Y)	Max	2597	362,2	183,3	126,2	254,3
Comb. E _d (Y)	Min	2739	-374,2	-165,7	-113,3	-263,2
CQP		2668	-6,0	8,8	6,5	-4,5

Para estes esforços de dimensionamento dos pilares obtiveram-se os seguintes esforços e tensões de punçoamento actuantes na laje presentes na tabela 5.38, sendo que os momentos transferidos às lajes resultaram da soma dos valores absolutos dos momentos observados nas extremidades dos pilares adjacentes à laje.

Tabela 5.38 - Esforços e tensões de punçoamento actuantes na ligação do piso 6 no modelo E10P segundo a abordagem do EC8

Combinação	V _{ed} (kN)	ΔM _x (kN.m)	ΔM _y (kN.m)	β	V _{ed,u1} (MPa)	V _{rd,c} (MPa)	V _{ed} /V _{rd,c}	V _{ed,u0} (MPa)	V _{rd,máx} (MPa)
ELU	866	17,3	24,7	1,05	0,65	0,70	0,92	1,50	4,50
Comb. E _d (X)	540	267,9	842,5	2,84	1,11	0,70	1,56	2,56	4,50
Comb. E _d (Y)	532	695,4	292,0	2,60	1,00	0,70	1,61	2,30	4,50

Tal como acontece com o modelo E4P, verifica-se que para este método de dimensionamento, devido aos elevados momentos a ser transferidos entre os pilares e a laje, existe uma exigência de punçoamento muito maior que a resistência fornecida sem armaduras de punçoamento.

5.3.5.2 Esforços de dimensionamento segundo o ACI

Para o dimensionamento da laje através dos pressupostos do ACI foi aplicado o espectro de cálculo ao modelo M_{1+2} . Na tabela 5.39 a seguir apresentada encontram-se os esforços de dimensionamento da laje, bem como o momento reduzido actuante para cada direcção.

Tabela 5.39 - Esforços de dimensionamento da laje no modelo E10P segundo a abordagem do ACI

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ_x	μ_y
ELU	-176,9	-172,0	0,17	0,17
Comb. $E_d(X)$	-117,3	-143,3	0,11	0,14
Comb. $E_d(Y)$	-140,5	-115,9	0,13	0,11

Observa-se que para este caso as combinações sísmicas deixam de ser condicionantes para o dimensionamento da laje, o que seria de esperar, devido à aplicação do espectro de cálculo. Para esta situação foi considerada uma taxa de armadura longitudinal de tracção de 0,8% para as duas direcções para o cálculo das tensões de punçoamento.

Os esforços dos pilares PS e PI, conducentes à determinação dos esforços de punçoamento actuantes são apresentados nas tabelas 5.40 e 5.41, respectivamente, a seguir apresentadas:

Tabela 5.40 - Esforços de dimensionamento no topo do pilar PI no modelo E10P segundo a abordagem do ACI

Combinação	Max/Min	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
ELU		5242	7,2	-10,1	5,9	-4,2
Comb. $E_d(X)$	Max	3174	38,0	103,6	76,1	18,8
Comb. $E_d(X)$	Min	3212	-29,5	-115,5	-69,1	-23,8
Comb. $E_d(Y)$	Max	3170	96,6	32,7	28,7	56,4
Comb. $E_d(Y)$	Min	3215	-88,1	-44,6	-21,8	-61,4
CQP		3193	4,2	-5,9	3,5	-2,5

Tabela 5.41 - Esforços de dimensionamento na base do pilar PS no modelo E10P segundo a abordagem do ACI

Combinação	Max/Min	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
ELU		4376	-10,1	14,7	10,8	-7,5
Comb. $E_d(X)$	Max	2653	31,5	136,3	94,5	22,1
Comb. $E_d(X)$	Min	2684	-43,5	-118,9	-81,8	-31,0
Comb. $E_d(Y)$	Max	2648	91,2	54,9	38,4	64,5
Comb. $E_d(Y)$	Min	2689	-103,2	-37,5	-25,6	-73,4
CQP		2668	-6,0	8,7	6,4	-4,4

Para estes esforços de dimensionamento dos pilares os valores das tensões de punçoamento actuantes encontram-se na tabela 5.42.

Tabela 5.42 - Esforços e tensões de punção actuantes na ligação do piso 6 no modelo E10P segundo a abordagem do ACI

Combinação	V_{ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{ed,u1}$ (MPa)	$V_{rd,c}$ (MPa)	$V_{ed}/V_{rd,c}$	$V_{ed,u0}$ (MPa)	$V_{rd,máx}$ (MPa)
ELU	960	17,1	59,4	1,01	0,73	0,62	1,18	1,88	4,50
Comb. $E_d(X)$	563	47,9	201,2	1,44	0,63	0,62	1,02	1,62	4,50
Comb. $E_d(Y)$	576	178,9	42,6	1,38	0,62	0,62	1,00	1,59	4,50
CQP	584	-	-	1,00	0,45	0,62	0,73	0,76	4,50

Observa-se que esta abordagem conduz a tensões de punção para as combinações sísmicas não condicionantes quando comparadas com a combinação ELU.

5.3.5.3 Aplicação do critério de dimensionamento do ACI

Apresentam-se na tabela 5.43 os *drifts* observados na estrutura relevantes para a aplicação do critério do ACI.

Tabela 5.43 - *Drifts* observados para o modelo E10P segundo as duas direcções segundo a abordagem do ACI

Direcção X		Direcção Y	
Piso	<i>Drift</i>	Piso	<i>Drift</i>
5	0,63%	2	0,64%
6	0,67%	3	0,64%
7	0,69%	4	0,62%

Na figura 5.20 encontra-se a aplicação deste critério para este modelo. Verifica-se a necessidade de armadura de punção para o controlo dos *drifts* apresentados pela estrutura. Também se observa que a combinação ELU exige ainda assim a presença de armadura de punção.

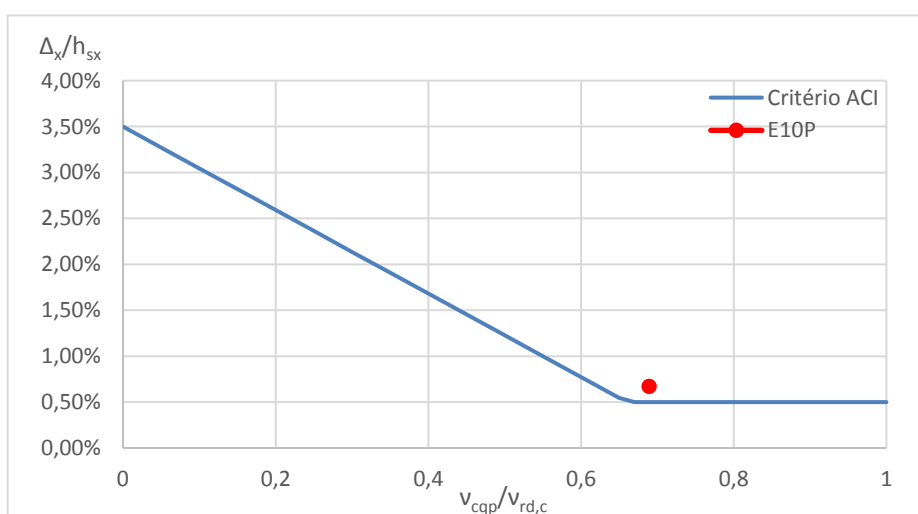


Figura 5.20 - Aplicação do critério do ACI para a estrutura E10P

5.4 CONCLUSÃO

A análise dos modelos idealizados comprovou um comportamento regular das estruturas na resposta à acção sísmica. Observou-se que a participação de massa dos primeiros modos de translação e torção diminuiu ligeiramente para os edifícios com maior rigidez lateral conferida pelas paredes. Adicionalmente, constata-se esse acontecimento também entre os edifícios de 4 e de 10 pisos.

As estruturas modeladas apresentaram um bom comportamento na limitação dos danos estruturais, à excepção do modelo E4A, que apresentou resultados não satisfatórios para os pisos intermédios. Tal pode ser atribuído à falta de outros sistemas mais rígidos para lidar com as acções horizontais.

Verificou-se que a abordagem seguida pelo EC8 para o dimensionamento da ligação laje-pilar origina momentos de dimensionamento nas lajes difíceis de converter em taxas de armadura correntes para esta tipologia. Adicionalmente, devido à imposição do espectro de resposta elástico à estrutura verifica-se um aumento significativo dos momentos transferidos entre a laje e o pilar, o que, apesar de não existir uma variação significativa do esforço de punçoamento actuante, tem efeitos ao nível das tensões de punçoamento actuantes, devido à amplificação dos efeitos da excentricidade da carga vertical. Estes efeitos tornam o dimensionamento de armaduras de punçoamento difícil, sendo também condicionantes para o dimensionamento das armaduras do pilar.

A abordagem através do critério de dimensionamento de ligações pilar-laje através do ACI demonstrou uma capacidade para controlar as deformações das lajes sem a necessidade de armadura específicas de punçoamento para o modelo E4P devido aos reduzidos *drifts* dessa estrutura. Ainda assim, verifica-se que a combinação de estado limite último para este modelo exige essas armaduras.

Para as restantes estruturas verificou-se que o critério para a não necessidade de armaduras não foi cumprido. Contudo, com a excepção da estrutura E4A, verificou-se que este incumprimento ocorreu por uma margem pequena, indiciando que estas estruturas poderão ter um comportamento sísmico aceitável sob estas condições de intensidade sísmica.

É possível verificar adicionalmente que a inclusão das paredes nas estruturas com sistemas de lajes fungiformes tem uma importância elevada. É possível, à custa destas, controlar a rigidez lateral do edifício, de forma a conter os *drifts* para valores reduzidos. Assim, a exigência de ductilidade requerida para as ligações pilar-laje é atenuada, minimizando os seus efeitos ao nível do punçoamento, em particular os efeitos da degradação cíclica da resistência em punçoamento.

Assim, é possível afirmar que a utilização de sistemas de lajes fungiforme, acoplados com sistemas de contraventamento do tipo parede é uma solução eficiente para o dimensionamento sísmico de edifícios correntes de betão armado.

6

CONCLUSÕES

6.1 CONCLUSÕES GERAIS

Foram discutidas neste trabalho as questões de dimensionamento dos elementos secundários segundo o EC8, mais concretamente as dificuldades presentes no mesmo para o dimensionamento de edifícios contendo lajes fungiformes. Verificou-se, numa fase inicial, que uma das opções de dimensionamento para esta tipologia de estruturas de acordo com o EC8 poderia resultar num sobredimensionamento dos elementos estruturais classificados como secundários.

Foram seguidamente analisados três aspectos na legislação americana de estruturas: a definição da acção sísmica, as disposições específicas para o dimensionamento de edifícios contendo lajes fungiformes, quer quando estas fazem parte do sistema resistente às acções sísmicas, quer quando são consideradas como elementos não resistentes às acções sísmicas. O enquadramento efectuado da acção sísmica considerada pelo ACI permitiu concluir que para a acção sísmica a considerar na acção corresponderia uma classificação sísmica como uma zona de intensidade sísmica forte, na qual não seria permitida a utilização de lajes fungiformes como único sistema resistente. Ainda assim a utilização desta tipologia como parte de um sistema de paredes ou mesmo para um sistema misto equivalente a paredes seria permitida, sendo que nesse contexto as ligações pilar-laje seriam dimensionadas como um elemento não resistente aplicando os critérios de controlo dos *drifts* e do rácio entre a tensão de punçoamento actuante e a tensão de punçoamento resistente. Para levar a cabo um estudo mais aprofundado sobre o comportamento sísmico de edifícios com esta tipologia foram concebidos 5 modelos com diferentes sistemas resistentes às quais foram aplicados os conceitos de dimensionamento presentes no EC8 e no ACI. Para tal foi necessário analisar a relação entre os rácios de tensões de punçoamento actuantes e resistentes para o ACI e para o EC2, tendo-se concluído que uma utilização directa do EC2 nas expressões presentes no ACI seria conservativa, sendo que ainda assim a relação obtida foi utilizada.

Dos resultados destas análises verificou-se que o desempenho do edifício designado por E4A não foi satisfatório para esta solicitação sísmica, quer a nível do controlo dos deslocamentos e *drifts*, quer ao nível do controlo da resistência ao punçoamento. Ainda assim, este edifício poderá ser considerado como viável para intensidades sísmicas menores, tal como é indicado pelas recomendações do ASCE/SEI 7-10. O edifício com a melhor performance foi o modelo E4P, como seria de esperar, devido ao sistema resistente de paredes, que permitiu controlar os *drifts* expectáveis da estrutura, resultando na não necessidade de utilização de armadura de punçoamento. Os modelos E4M, E10P e E10M tiveram desempenhos bastante similares para a aplicação dos critérios de dimensionamento pelo ACI, ultrapassando o limite imposto para a necessidade de armadura de punçoamento, mas ainda assim numa zona próxima desse limite, sendo que os *drifts* observados para essas estruturas cumpriram com o requisito de limitação de danos imposto pelo EC8.

A aplicação dos conceitos do EC8 para elementos sísmicos secundários aos modelos E4P e E10P conduziu a um dimensionamento da laje em regime elástico. Esse facto provocou por um lado uma dificuldade no dimensionamento das armaduras de tracção da laje, devido às elevadas taxas de armaduras longitudinais requeridas, que conduzem a um dimensionamento não económico. Por outro a utilização do espectro elástico provoca adicionalmente um aumento das forças sísmicas actuantes na estrutura de magnitude sensivelmente igual ao coeficiente de comportamento considerado para a estrutura. Esse facto provoca um aumento de valor semelhante dos momentos transferidos entre pilar e laje, causando um agravamento considerável da tensão de punçoamento actuante na estrutura devido à excentricidade do esforço de punçoamento, transformando as combinações sísmicas nas combinações condicionantes para o dimensionamento da armadura. Adicionalmente, o nível de exigência verificado para essas combinações das tensões de punçoamento é bastante elevado, podendo requerer a alteração das dimensões dos elementos estruturais para um controlo eficaz através da utilização de armaduras de punçoamento.

Em contraste com este panorama temos, por exemplo, o caso do modelo E4P, em que a análise da ligação considerada cumpre os requisitos de ductilidade sem a necessidade de adicionar armadura de punçoamento específica, estando o dimensionamento para este esforço apenas condicionado pela combinação ELU, resultando num dimensionamento mais eficiente. Conclui-se assim que o método proposto pelo EC8 gera contradições entre o seu objectivo de implementação e os resultados da sua aplicação: tomando como ponto de partida a falta de informação existente para o dimensionamento das ligações pilar-laje fungiforme devido aos problemas conhecidos de punçoamento para as acções sísmicas, o EC8 adopta como solução o agravamento excessivo desse mesmo esforço para o dimensionamento das estruturas ao propor a utilização do espectro elástico de resposta, aumentando a magnitude do problema original, sem um método eficaz de controlo do mesmo.

Por outro lado, a abordagem proposta no ACI tem como principal vantagem a possibilidade de utilização do espectro de resposta de cálculo. Assim, os esforços para os quais os elementos secundários serão dimensionados são menores por um factor aproximadamente igual a q , o coeficiente de comportamento, especialmente ao nível dos momentos a transferir entre as lajes e os pilares. Adicionalmente, a consideração da estrutura com a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos estruturais, resistentes e não resistentes, podendo representar um esforço de modelação maior, poderá de igual maneira melhor representar o comportamento real da estrutura ao sismo, sendo que a utilização da estrutura sem o efeito da rigidez lateral dos elementos não resistentes poderá ainda assim ser considerada, dentro dos limites impostos, sem prejuízo da segurança final da estrutura, dentro de certos limites

É assim possível concluir, ao contrário do que é disposto no EC8, que a utilização de edifícios contendo lajes fungiformes em zonas de intensidade sísmica elevada é viável e eficiente, desde que às mesmas estejam acoplados sistemas de contraventamento com paredes, que permitam controlar a rigidez lateral e, como tal, controlar os *drifts* na estrutura, de modo a que o efeito destes na resistência ao punçoamento sobre a acção sísmica seja menos gravoso e pelo menos equiparável aos esforços obtidos para a combinação de Estado Limite Último. Assim, a abordagem de dimensionamento presente no EC8 pode ser considerada como ineficiente, pela obrigatoriedade de dimensionamento dos elementos secundários em regime elástico.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Concluídos os objectivos propostos com o desenvolvimento deste trabalho, surgem ainda assim alguns aspectos que merecem desenvolvimento futuro, nomeadamente:

- Realização de análises não lineares para uma melhor compreensão do comportamento sísmico destas estruturas, nomeadamente o seu mecanismo de colapso;
- Alargamento do estudo realizado para edifícios não regulares em altura e/ou em planta
- Alargamento do estudo realizado contabilizando os efeitos destes conceitos nos pilares de bordo e de canto
- Desenvolvimento da investigação sobre a ductilidade de ligações pilar-laje sujeitas às acções sísmicas
- Desenvolvimento e aplicação aos conceitos discutidos de modelos de punçoamento mecânicos, ao contrário dos modelos semi-empíricos em uso, envolvendo eventualmente ensaios experimentais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI COMMITTEE 318 (2014) - ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: American Concrete Institute. ISBN 9780870319303.
- ALMEIDA, André; INÁCIO, Micael (2014) - Punçoamento de Lajes Fungiformes Sujeitas a Ações Cíclicas - Relatório 11 Lisboa
- AMARAL, Luís Filipe Medeiros (2012) - Dimensionamento de Elementos Sísmicos Secundários em Estruturas de Betão Armado
Lisboa: IST.
- ASCE (2010) - Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10. Reston: American Society of Civil Engineers. ISBN 978-078-4410-85-1.
- AUSTIN, D. Pan; JACK, K. P. Moehle - An Experimental Study of Slab-Column Connections. Structural Journal [Em linha]. 89:6.
- AUSTIN, D. Pan; MOEHLE, Jack K. P. (1992) - An Experimental Study of Slab-Column Connections. Structural Journal [Em linha]. 89:6.
- CARVALHEIRA, António José Ribeiro de Sousa (2016) - Estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício no Nepal com 15 pisos elevados
Porto: FEUP.
- CEN (2010a) - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- (2010b) - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos; Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- COMPUTER AND STRUCTURES, Inc - SAP2000 Ultimate 19 - Structural Analysis Program.
- FERRAIOLI, M.; LAVINO, A.; MANDARA, A. (2014) - Behaviour Factor of code-designed steel moment-resisting frames. International Journal of Steel Structures [Em linha]. 14:2. 243-54. Disponível em WWW: <URL: <http://dx.doi.org/10.1007/s13296-014-2005-1>>. ISSN 1598-2351.
- GONÇALVES, António Pedro Bártole Brás (2017) - Análise de edifícios altos de betão armado envolvendo a acção sísmica segundo o Eurocódigo 8. Porto: FEUP.
- KANG, Thomas H. K.; WALLACE, John W (2006) - Drift capacity models and shear strength degrading models for slab-column connections. In 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. California: 2006.
- KAPPOS, A. J. (1999) - Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies. Engineering Structures [Em linha]. 21:9. 823-835. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029698000509>>. ISSN 0141-0296.
- LOPES, Mário (2008) - Sismos e Edifícios. 1ª Edição. Lisboa: Edições Orion. ISBN 978-972-8620-11-0.
- MOEHLE, J. P. (1996) - Seismic design considerations for flat plate construction. In SP-162: Mete A Sozen Symposium. Farmington Hills: 1996.
- PAN, Austin; MOEHLE, Jack P. (1989) - Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates. Structural Journal [Em linha]. 86:3. p. 250-258.
- PAULINO, Maria Anita de Castro Paupério e Silva (2011) - Aplicação do EC8 ao dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado. Porto: FEUP.
- REIS, Filipe Caetano (2015) - Comportamento da Ligação Pilar-Capitel para a acção sísmica. Lisboa: IST.
- SAMI, Megally; AMIN, Ghali - Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections. Structural Journal [Em linha]. 97:5.
- SEAO SEISMOLOGY COMMITTEE (2008) - A Brief Guide to Seismic Design Factors. STRUCTURE Magazine. Madison: C3Ink. 30-32.

ANEXOS

ANEXO A1 – CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS RESISTENTES PARA OS MODELOS

Modelo E4M

Direcção	Fb (kN)	Fb,Paredes (kN)	Rácio
X	2971	2130	71,7%
Y	2930	1997	68,1%

Modelo E4P

Direcção	Fb (kN)	Fb, paredes (kN)	Fb,pilares (kN)	Rácio pilares/paredes
X	4367	3969	398	10,02%
Y	4389	4004	385	9,61%

Modelo E10M

Direcção	Fb (kN)	Fb, paredes (kN)	Fb,pilares (kN)	Rácio pilares/paredes
X	3817	2684	1134	70,33%
Y	3890	2649	1241	68,09%

Modelo E10P

Direcção	Fb (kN)	Fb, paredes (kN)	Fb,pilares (kN)	Rácio pilares/paredes
X	6171	5521	650	11,77%
Y	6380	5846	534	9,14%

**ANEXO A2 - RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA AOS MODELOS DE
 PUNÇOAMENTO DO EC2 E DO ACI**

Pilar (mm)	d (mm)	Asl (mm ²)	u1 (mm)	b0 (mm)	Ved1 (kN)	ved1 (MPa)	vRd,c (MPa)	vEd1/vRd,c	Vcqp (kN)	vcqp (MPa)	vcqp/vRd,c	Vug (kN)	vug (MPa)	Φvn,c (MPa)	vug/Φvn,c	(vcqp/vrdc)/(vug/Φvnc)
300	180	900	3462	1920	483	0,89	0,56	1,60	290	0,53	0,96	400	1,16	1,24	0,93	0,97
300	230	1150	4090	2120	704	0,86	0,54	1,60	423	0,52	0,96	583	1,20	1,24	0,97	0,99
300	280	1400	4719	2320	945	0,82	0,51	1,60	567	0,49	0,96	782	1,20	1,24	0,97	0,99
300	330	1650	5347	2520	1216	0,79	0,50	1,60	730	0,48	0,96	1007	1,21	1,24	0,98	0,98
400	180	900	3862	2320	539	0,89	0,56	1,60	323	0,53	0,96	446	1,07	1,24	0,86	1,11
400	230	1150	4490	2520	773	0,86	0,54	1,60	464	0,52	0,96	640	1,10	1,24	0,89	1,08
400	280	1400	5119	2720	1025	0,82	0,51	1,60	615	0,49	0,96	848	1,11	1,24	0,90	1,07
400	330	1650	5747	2920	1307	0,79	0,50	1,60	784	0,48	0,96	1082	1,12	1,24	0,91	1,06
500	180	900	4262	2720	594	0,89	0,56	1,60	357	0,53	0,96	492	1,01	1,24	0,81	1,18
500	230	1150	4890	2920	842	0,86	0,54	1,60	505	0,52	0,96	697	1,04	1,24	0,84	1,14
500	280	1400	5519	3120	1105	0,82	0,51	1,60	663	0,49	0,96	915	1,05	1,24	0,85	1,13
500	330	1650	6147	3320	1398	0,79	0,50	1,60	839	0,48	0,96	1157	1,06	1,24	0,85	1,12
600	180	900	4662	3120	650	0,89	0,56	1,60	390	0,53	0,96	538	0,96	1,24	0,77	1,24
600	230	1150	5290	3320	911	0,86	0,54	1,60	547	0,52	0,96	754	0,99	1,24	0,80	1,20
600	280	1400	5919	3520	1185	0,82	0,51	1,60	711	0,49	0,96	981	1,00	1,24	0,80	1,19
600	330	1650	6547	3720	1489	0,79	0,50	1,60	893	0,48	0,96	1206	0,98	1,24	0,79	1,21

ANEXO A3 – DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM PARA OS MODELOS IDEALIZADOS

Modelo E4A

Piso	Ptot (kN)	Vtot,X (kN)	h (m)	dr,x (m)	θ_X	1/1- θ
0	28624,71	1852,92	3,00	0,0240338	0,1237612	1,14
1	21401,05	1649,66	3,00	0,0363779	0,1573102	1,19
2	14177,39	1311,82	3,00	0,0407687	0,1468683	1,17
3	7088,70	825,73	3,00	0,0243575	0,0697014	1,00

Piso	Ptot (kN)	Vtot,y (kN)	h (m)	dr,y (m)	θ_Y	1/1- θ
0	28624,71	1799,76	3,00	0,0245804	0,1303151	1,15
1	21401,05	1592,55	3,00	0,0379184	0,1698517	1,20
2	14177,39	1276,10	3,00	0,0421057	0,1559301	1,18
3	7088,70	817,98	3,00	0,0254111	0,0734054	1,00

Modelo E4M

Piso	Ptot (kN)	Vtot,X (kN)	h (m)	dr,x (m)	θ_X	1/1- θ
0	29048,00	2971,23	3,00	0,0118626	0,0386580	1,00
1	21401,05	2715,70	3,00	0,0220974	0,0580460	1,00
2	14177,39	2169,47	3,00	0,0256176	0,0558034	1,00
3	7088,70	1328,05	3,00	0,0227400	0,0404596	1,00

Piso	Ptot (kN)	Vtot,y (kN)	h (m)	dr,y (m)	θ_Y	1/1- θ
0	29048,00	2929,85	3,00	0,0145800	0,0481846	1,00
1	21401,05	2667,80	3,00	0,0255450	0,0683072	1,00
2	14177,39	2102,12	3,00	0,0256704	0,0577099	1,00
3	7088,70	1251,56	3,00	0,0189630	0,0358016	1,00

Modelo E4P

Piso	Ptot (kN)	Vtot,X (kN)	h (m)	dr,x (m)	θ_X	1/1- θ
0	29666,00	4367,00	3,00	0,0061945	0,0140269	1,00
1	22177,00	3973,00	3,00	0,0104620	0,0194660	1,00
2	14688,00	3179,00	3,00	0,0123810	0,0190681	1,00
3	7395,00	1898,00	3,00	0,0111835	0,0145244	1,00

Piso	Ptot (kN)	Vtot,y (kN)	h (m)	dr,y (m)	θ_Y	1/1- θ
0	29666,00	4389,00	3,00	0,0061430	0,0138405	1,00
1	22177,00	4011,00	3,00	0,0107300	0,0197756	1,00
2	14688,00	3189,00	3,00	0,0116790	0,0179305	1,00
3	7395,00	1896,00	3,00	0,0104575	0,0135959	1,00

Modelo E10M

Piso	Ptot (kN)	Vtot,X (kN)	h (m)	dr,x (m)	θ_X	1/1- θ
0	75705,00	3817	3,00	0,0076476	0,0505599	1,00
1	67942,00	3744	3,00	0,0158376	0,0958011	1,00
2	60179,00	3546	3,00	0,0198798	0,1124597	1,13
3	52416,00	3246	3,00	0,0214566	0,1154928	1,13
4	44653,00	2921	3,00	0,0226074	0,1151989	1,13
5	37102,00	2632	3,00	0,0214368	0,1007280	1,11
6	29551,00	2381	3,00	0,0210462	0,0870693	1,00
7	22116,00	2080	3,00	0,0190074	0,0673666	1,00
8	14681,00	1624	3,00	0,0182598	0,0550230	1,00
9	7341,00	925	3,00	0,0158952	0,0420492	1,00

Piso	Ptot (kN)	Vtot,y (kN)	h (m)	dr,y (m)	θ_Y	1/1- θ
0	75705,00	3890	3,00	0,00889320	0,05769149	1,00
1	67942,00	3801	3,00	0,01832160	0,10916479	1,12
2	60179,00	3582	3,00	0,02218080	0,12421537	1,14
3	52416,00	3299	3,00	0,02300040	0,12181358	1,14
4	44653,00	3017	3,00	0,02286960	0,11282690	1,13
5	37102,00	2730	3,00	0,02088960	0,09463320	1,00
6	29551,00	2419	3,00	0,01911900	0,07785387	1,00
7	22116,00	2067	3,00	0,01623060	0,05788678	1,00
8	14681,00	1614	3,00	0,01391280	0,04218377	1,00
9	7341,00	934	3,00	0,01110180	0,02908577	1,00

Modelo E10P

Piso	Ptot (kN)	Vtot,X (kN)	h (m)	dr,x (m)	θ_X	1/1- θ
0	77490,45	6171	3,00	0,0051387	0,0215108	1,00
1	69548,79	6059	3,00	0,0104127	0,0398429	1,00
2	61607,13	5772	3,00	0,0143010	0,0508814	1,00
3	53665,46	5342	3,00	0,0171183	0,0573210	1,00
4	45723,80	4852	3,00	0,0190103	0,0597112	1,00
5	37994,70	4365	3,00	0,0201653	0,0585124	1,00
6	30265,60	3876	3,00	0,0207243	0,0539397	1,00
7	22651,96	3294	3,00	0,0208027	0,0476902	1,00
8	15038,33	2499	3,00	0,0205927	0,0413002	1,00
9	7519,16	1383	3,00	0,0197940	0,0358707	1,00

Piso	Ptot (kN)	Vtot,y (kN)	h (m)	dr,y (m)	θ_Y	1/1- θ
0	77490,45	6380	3,00	0,00556433	0,02252840	1,00
1	69548,79	6295	3,00	0,01173967	0,04323406	1,00
2	61607,13	6049	3,00	0,01573067	0,05339997	1,00
3	53665,46	5649	3,00	0,01803667	0,05711907	1,00
4	45723,80	5155	3,00	0,01906300	0,05635747	1,00
5	37994,70	4623	3,00	0,01915967	0,05248710	1,00
6	30265,60	4054	3,00	0,01860467	0,04630064	1,00
7	22651,96	3381	3,00	0,01762467	0,03936585	1,00
8	15038,33	2512	3,00	0,01646100	0,03284595	1,00
9	7519,16	1367	3,00	0,01527567	0,02800472	1,00