



DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8 E AVALIAÇÃO DO SEU COMPORTAMENTO

CARLOS MANUEL MARTINS DIAS

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Vila Pouca

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

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 - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

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

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

À memória de meu Pai

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, o Professor Doutor Nelson Vila Pouca, pelo apoio prestado ao longo do desenvolvimento deste trabalho e pela sua amizade.

Ao Professor Xavier Romão pela paciência e prontidão com que me ajudou na interpretação de algumas partes do Eurocódigo 8.

Aos meus amigos, em especial ao Nuno Calçada, à Susana Calçada, à Tânia Silva, à Telma Silva e tantos outros pelo companheirismo, pela amizade e pelos laços eternos de fraternidade que nos unem.

Um especial obrigado à Ana Teixeira e à Vânia Mendes pela amizade e em alguns casos pelas discussões de trabalho que tivemos e que ajudaram de certa forma a melhorar esta tese.

À minha namorada Andreia Monteiro pela forma como me compreendeu e motivou ao longo de todo o meu percurso na faculdade.

À minha Madrinha Marisa Fernandes pelo exemplo que sempre me deu e pela amizade enorme que nos liga.

Aos meus afilhados que estarão sempre no meu coração.

E, finalmente, à minha Família, em especial à minha Mãe que sempre fez tudo por mim.

RESUMO

As estruturas durante o seu período de vida podem estar sujeitas às mais diversas acções. Uma das que maior risco trás à sua segurança estrutural é a acção sísmica. Além de esta poder envolver perda material também pode tirar vidas humanas pelo que a sua segurança deve estar correctamente acautelada.

A regulamentação Portuguesa já se preocupa com esta área da engenharia desde há longos anos, até porque Portugal já foi vítima de um evento sísmico de elevada gravidade que foi o terramoto de Lisboa. Os regulamentos que actualmente estão em vigor e abordam este tema são o REBAP e o RSA. É no segundo que se encontram definidas as acções sísmicas de projecto mas no entanto não há um único regulamento nacional que se preocupe exclusivamente com o projecto sísmico de edifícios. Com este objectivo nasce o EC8 que acaba por ser o culminar um processo de harmonização técnica em termos de engenharia sísmica e é nele que são tratados todos os aspectos relativos ao projecto sísmo-resistente.

A realização deste documento mostra que a importância dada a nível Europeu a este tema é superior à que era dada pela regulamentação portuguesa. Este eurocódigo deve no entanto ser aplicado como complemento aos restantes eurocódigos que sejam relevantes para cada caso em análise.

Dado que o EC8 está prestes a entrar em vigor e trás consigo um novo conceito de projecto sísmico, surge a necessidade de avaliar a complexidade inerente à utilização desta nova regulamentação, bem como perceber os efeitos que aparecem na estrutura, especificamente em variação das quantidades de materiais utilizados, quando se projecta segundo as 3 classes de ductilidade previstas. É para ajudar a resolver estas necessidades que surge a realização desta tese que se debruçara sobre a primeira parte do EC8, visto ser a que diz respeito às regras gerais de edifícios de betão armado.

Serão analisadas ao longo deste trabalho estruturas em pórtico e estruturas mistas pórtico-parede, prEEndendo-se deste modo tirar algumas conclusões aplicáveis a estruturas de características comuns, como seja o caso da simetria.

Também será realizada uma breve comparação entre os resultados obtidos na estrutura porticada, com outra igual dimensionada segundo uma versão anterior do EC8.

PALAVRAS-CHAVE: Eurocódigo8; Classes de ductilidade; Projecto sísmo-resistente.

ABSTRACT

The structures during its life may be subject to the various actions. One of the most risk back to their structural safety is the seismic action. It could involve loss of this material can also take human lives so that their safety must be properly secured.

The Portuguese legislation already is concerned about this area of engineering since for many years, because Portugal has been the victim of a seismic event of high seriousness that was the earthquake of Lisbon. The regulations currently in force and address this issue are the REBAP and RSA. It is the second which are defined actions seismic design but nevertheless there is a single national regulation that worry the project exclusively with seismic buildings. With this comes the EC8 that ends up being the culmination of a process in terms of technical harmonization and earthquake engineering is that it is handled all aspects of the design earthquake-resistant.

The implementation of this document shows that the emphasis at the European level on this subject is higher than it was given by the Portuguese legislation. This eurocódigo must however be applied in addition to the other Eurocodes that are relevant to each case.

As the EC8 is about to come into force and back with a new concept of seismic project, it is necessary to assess the complexity inherent in the use of new rules and understand the effects that appear in the structure, specifically a variation of the quantities of materials used, when it projected the 3 classes of the second set ductility. It is to help address these needs is that the achievement of this thesis which will focus on the first part of EC8, be seen to respect the general rules of buildings of reinforced concrete.

They will be examined during this work structures in porch and portico mixed-wall structures, prEEndendo is thus draw some conclusions apply to structures common characteristics, as is the case of symmetry.

It will also be held a brief comparison between the results obtained in the portico structure, with another equally sized according to a previous version of EC8.

KEYWORDS: Eurocode 8; Classes of ductility; Project earthquake-resistant

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ASPECTOS GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
2. ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS	3
2.1. SUMÁRIO.....	3
2.2. ANÁLISE DINÂMICA	3
2.2.1. MATRIZES	3
2.2.1.1. Matriz de rigidez	3
2.2.1.2. Matriz de massa	4
2.2.1.3. Matriz de amortecimento.....	5
2.2.2. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	5
2.2.3. ANÁLISE MODAL.....	5
2.2.3.1. Movimento livre sem amortecimento	6
2.2.3.2. Movimento livre com amortecimento	6
2.2.4. RESPOSTA DA ESTRUTURA	8
2.2.4.1. Resposta linear elástica	8
2.2.4.2. Resposta a acções sísmicas de sistemas lineares.....	9
2.2.4.3. Resposta não linear de edifícios	11
2.2.4.4. Resposta sísmica de sistemas inelásticos.....	14
2.3. Acção Sísmica	19
2.3.1. ESPECTROS DE RESPOSTA.....	19
2.3.1.1. Espectro de Pseudo-Velocidades	19
2.3.1.2. Espectro das pseudo-acelerações.....	20
2.3.1.3. Espectro elástico de resposta	20
2.3.1.4. Criação de um espectro de resposta	21
3. ASPECTOS FUNDAMENTAIS DO EUROCÓDIGO 8 NO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS	23

3.1. SUMÁRIO.....	23
3.2. OBJECTIVOS E REGRAS GERAIS DO EUROCÓDIGO8	23
3.3. ACÇÃO SÍSMICA.....	24
3.3.1. ZONAMENTO SÍSMICO	24
3.3.2. ESPECTROS DE RESPOSTA	24
3.3.3. COMBINAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS ACÇÕES.....	27
3.4. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO.....	27
3.4.1. CLASSES DE DUCTILIDADE	27
3.4.2. MÉTODOS DE ANÁLISE	28
3.4.3. COMBINAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO SÍSMICA.....	29
3.4.4. CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS E LIMITAÇÃO DE “DRIFTS”	29
3.4.5. RELAÇÃO ENTRE MOMENTOS RESISTENTES	30
3.5. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	31
3.5.1. TIPOS ESTRUTURAIS.....	31
3.5.2. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO.....	31
3.5.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ESTRUTURAS RETICULADAS	33
3.5.3.1. Vigas.....	33
3.5.3.2. Pilares	38
3.5.3.3. Paredes	42
4. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO EM PÓRTICO	51
4.1. SUMÁRIO.....	51
4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL	51
4.2.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA BASE	51
4.2.2. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURA A ANALISAR	53
4.2.3. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO	53
4.2.4. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES APLICADAS	54
4.3. RESULTADOS	56
4.3.1. FREQUÊNCIAS DOS MODOS DE VIBRAÇÃO	56
4.3.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DAS ESTRUTURAS.....	57
4.3.3. MÁXIMO CORTE BASAL.....	59
4.3.4. ESFORÇOS MÁXIMOS NOS ELEMENTOS DE ANÁLISE	60
4.3.4.1. Pilar PA.....	60

4.3.4.2. Viga VA.....	64
4.3.5. ARMADURAS NOS ELEMENTOS DE ANÁLISE	68
4.3.5.1. Armadura longitudinal no pilar PA.....	69
4.3.5.2. Armadura transversal no pilar PA	71
4.3.5.3. Armadura longitudinal na viga VA.....	80
4.3.5.4. Armadura transversal na viga VA	83
4.3.6. VARIAÇÃO DO VOLUME DE BETÃO NOS ELEMENTOS DE REFERÊNCIA	88
4.3.7. COMPARAÇÃO ENTRE O EDIFÍCIO E1 E O EDIFÍCIO EDM.....	89
4.4. CONCLUSÕES.....	90
5. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO COM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	93
5.1. SUMÁRIO.....	93
5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL	93
5.2.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	93
5.2.2. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO	95
5.2.3. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES APLICADAS	95
5.3. RESULTADOS	97
5.3.1. FREQUÊNCIAS DOS EDIFÍCIOS	97
5.3.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DAS ESTRUTURAS	98
5.3.3. ESFORÇOS MÁXIMOS NOS ELEMENTOS DE REFERÊNCIA	100
5.3.3.1. Parede A	100
5.3.3.2. Parede B	108
5.3.4. ARMADURAS NOS ELEMENTOS DE ANÁLISE	116
5.3.4.1. Armadura longitudinal na parede A.....	117
5.3.4.2. Armadura transversal na parede A	120
5.3.4.3. Armadura longitudinal na parede B.....	125
5.3.4.4. Armadura transversal na parede B	129
5.4. CONCLUSÕES.....	133
6. CONCLUSÕES	135
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	135
6.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO	137
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	139
ANEXOS	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Pórtico com rotação nos nós viga – pilar totalmente desimpedida	8
Figura 2.2 – Pórtico com rotação nos nós viga – pilar totalmente impedida	9
Figura 2.3 – Sistema linear sujeito a acção sísmica	10
Figura 2.4 – Exemplo 1 do fenómeno de Pounding ocorrido no México a 19 de Setembro de 1985 (National Geofisical Data Center, 2007)	10
Figura 2.5 – Exemplo 2 do fenómeno de Pounding ocorrido na Califórnia em 1997 (National Geofisical Data Center, 2007)	11
Figura 2.6 – Exemplo da influência que os efeitos $P - \Delta$ podem ter (Chopra, 2007)	12
Figura 2.7 – Possíveis localizações para formações de rótulas num pórtico	13
Figura 2.8 – Deformações num edifício quando o mecanismo de dissipação de energia se concentra no primeiro piso (Cartage, 1971)	13
Figura 2.9 – Deformações plásticas a que um edifício pode ser sujeito (Oliveira et al., 1995)	14
Figura 2.10 – Exemplo de um ciclo de comportamento força – deformação (Robertson & Durrani)	14
Figura 2.11 – Idealização do comportamento histerético de uma estrutura (Chopra, 2007)	15
Figura 2.12 – Esquema geral de um gráfico força-deformação considerando o comportamento histerético da estrutura	16
Figura 2.13 - Relação corte-basal vs deslocamento do 1º piso (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001)	17
Figura 2.14 - Relação corte-basal vs drift do piso para o pórtico FH (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001)	18
Figura 2.15 - Relação corte-basal vs drift do piso para o pórtico FM (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001)	18
Figura 2.16 - Relação corte-basal vs drift do piso para o pórtico FML (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001)	19
Figura 2.17 - Espectro de resposta de pseudo-velocidades	21
Figura 3.1 – Zonamento sísmico da NP EN 1998-1 para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo interplaca (à direita) (Carvalho, 2007)	24
Figura 3.2 – Forma do espectro de resposta elástico (Eurocode 8, 2004)	25
Figura 3.3 – Forma do espectro de resposta elástico - acção tipo 1 (Eurocode 8, 2004)	25
Figura 3.4 – Forma do espectro de resposta elástico – acção tipo 2 (Eurocode 8, 2004)	26
Figura 3.5 – Esquema de cálculo do esforço transversal em vigas (Eurocode 8, 2004)	34
Figura 3.6 – Esquema de cálculo do esforço transversal em pilares (Eurocode 8, 2004)	39
Figura 3.7 – Esquema do confinamento de um pilar de betão. (Eurocode 8, 2004)	42

Figura 3.8 – Esquema do método para a obtenção da envolvente de momentos flectores em paredes esbeltas dúcteis (Eurocode 8, 2004).....	43
Figura 3.9 – Esquema do método para a obtenção da envolvente de esforço transversal em paredes esbeltas dúcteis pertencentes a sistemas mistos pórtico-parede. (Eurocode 8, 2004).....	44
Figura 3.10 – Confinamento do EE numa parede de extremidade livre (Eurocode 8, 2004)	47
Figura 3.11 – Espessura mínima dos EE (Eurocode 8, 2004).....	48
Figura 4.1 – Planta do edifício EA	52
Figura 4.2 – Corte transversal ao nível do pórtico A-B do edifício EA	52
Figura 4.3 – Espectros de cálculo dos 4 edifícios em análise para a acção sísmica do tipo 1	55
Figura 4.4 – Espectros de cálculo dos 4 edifícios em análise para a acção sísmica do tipo 2	55
Figura 4.5 – Deslocamentos máximos de cada piso na direcção x	57
Figura 4.6 – Deslocamentos máximos de cada piso na direcção y	57
Figura 4.7 – “drifts” máximos entre pisos na direcção x.....	58
Figura 4.8 – “drifts” máximos entre pisos na direcção y.....	58
Figura 4.9 – “drifts” relativos máximos entre pisos na direcção x	58
Figura 4.10 – “drifts” relativos máximos entre pisos na direcção y	59
Figura 4.11 – Máximo corte basal por piso na direcção x.....	59
Figura 4.12 – Máximo corte basal por piso na direcção y.....	60
Figura 4.13 – Secção transversal do pilar PA do edifício EDB	73
Figura 4.14 – Secção transversal do pilar PA do edifício EDM (zona crítica da base).....	75
Figura 4.15 – Secção transversal do pilar PA do edifício EDA1 (zona crítica da base)	77
Figura 4.16 – Secção transversal do pilar PA do edifício EDA2 (zona crítica da base)	79
Figura 5.1 – Planta do edifício com paredes de contraventamento	94
Figura 5.2 – Espectros de cálculo dos 3 edifícios em análise para a acção sísmica do tipo 1	96
Figura 5.3 – Espectros de cálculo dos 3 edifícios em análise para a acção sísmica do tipo 2	96
Figura 5.4 – Deslocamentos máximos de cada piso.....	98
Figura 5.6 – Máximos “drifts” entre pisos na direcção x.....	99
Figura 5.7 – Máximos “drifts” entre pisos na direcção y.....	99
Figura 5.8 – “Drifts” relativos máximos entre pisos na direcção x.....	99
Figura 5.9 – “Drifts” relativos máximos entre pisos na direcção y.....	100
Figura 5.10 – Diagrama de M_y na parede A do edifício EMDB	101
Figura 5.11 – Diagrama de V_x na parede A do edifício EMDB.....	101
Figura 5.12 – Diagrama de M_y na parede A do edifício EMDM	102
Figura 5.13 – Diagrama de V_x na parede A do edifício EMDM	102

Figura 5.14 – Diagrama de M_{edy} na parede A do edifício EMDM devido a C1X.....	103
Figura 5.15 – Diagrama de V_{Edx} na parede A do edifício EMDM devido a C1X	104
Figura 5.16 – Diagrama de M_y na parede A do edifício EMDA.....	105
Figura 5.17 – Diagrama de V_x na parede A do edifício EMDA	105
Figura 5.18 – Diagrama de M_{edy} na parede A do edifício EMDA devido a C1X	106
Figura 5.19 – Diagrama de V_{Edx} na parede A do edifício EMDA devido a C1X.....	107
Figura 5.20 – Diagrama de M_x na parede B do edifício EMDB.....	109
Figura 5.21 – Diagrama de V_y na parede B do edifício EMDB	109
Figura 5.22 – Diagrama de M_x na parede B do edifício EMDM	110
Figura 5.23 – Diagrama de V_y na parede B do edifício EMDM.....	110
Figura 5.24 – Diagrama de M_{edx} na parede B do edifício EMDM devido a C1Y.....	111
Figura 5.25 – Diagrama de V_{Edy} na parede B do edifício EMDM devido a C1Y.....	112
Figura 5.26 – Diagrama de M_x na parede B do edifício EMDA.....	113
Figura 5.27 – Diagrama de V_y na parede B do edifício EMDA	113
Figura 5.28 – Diagrama de M_{edx} na parede B do edifício EMDA devido a C1Y	114
Figura 5.29 – Diagrama de V_{Edy} na parede B do edifício EMDA devido a C1Y	115
Figura 5.29 – Cintagem da zona transversal extrema da parede A do edifício EMDB	122
Figura 5.30 – Cintagem da zona transversal extrema da parede A do edifício EMDM.....	123
Figura 5.31 – Cintagem da zona transversal extrema da parede A do edifício EMDA	125
Figura 5.32 – Cintagem da zona transversal extrema da parede B do edifício EMDB	129
Figura 5.33 – Cintagemda zona transversal extrema da parede A do edifício EMDM.....	131
Figura 5.34 – Cintagem da zona transversal extrema da parede A do edifício EMDA	132

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores básicos do coeficiente de comportamento	32
Tabela 3.2 – Condicionantes geométricas em vigas	33
Tabela 3.3 – Quadro resumo das regras relativas à armadura longitudinal para verificação aos ELU de vigas	35
Tabela 3.4 – Quadro resumo das regras relativas à armadura transversal para verificação aos ELU de vigas	37
Tabela 3.5 – Condicionantes geométricas em pilares	38
Tabela 3.6 – Quadro resumo das regras relativas à armadura longitudinal para verificação aos ELU de pilares	40
Tabela 3.7 – Quadro resumo das regras relativas à armadura transversal para verificação aos ELU de pilares	41
Tabela 3.8 – Condicionantes geométricas em pilares	42
Tabela 3.9 – Quadro resumo das regras relativas à armadura vertical para verificação aos ELU de paredes.....	45
Tabela 3.10 – Quadro resumo das regras relativas à armadura transversal para verificação aos ELU de paredes.....	46
Tabela 4.1 – Dimensões dos elementos estruturais	52
Tabela 4.2 – Dimensões dos elementos estruturais para as diferentes estruturas em estudo [m]... 53	
Tabela 4.3 – Cargas presentes na estrutura	54
Tabela 4.4 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (Carvalho, 2007)	54
Tabela 4.5 – Factores de comportamento para as 3 classes de ductilidade.....	55
Tabela 4.6 – Frequências [Hz] dos 3 principais modos de vibração para os 4 edifícios em análise	56
Tabela 4.7 – Esforços no pilar 1 do edifício EDB.....	61
Tabela 4.8 – Esforços no pilar 1 do edifício EDM.....	62
Tabela 4.9 – Esforços no pilar 1 do edifício EDA1.....	62
Tabela 4.10 – Esforços no pilar 1 do edifício EDA2.....	63
Tabela 4.11 – Variação percentual dos esforços transversos e momentos flectores, nas combinações sísmicas e nos diversos edifícios, no pilar 1 em relação ao edifício EDB	63
Tabela 4.12 – Esforço axial reduzido e momentos reduzidos para o pilar 1 nos 4 casos em análise.	64
Tabela 4.13 – Esforços na viga 3 do edifício EDB	65
Tabela 4.14 – Esforços na viga 3 do edifício EDM	65
Tabela 4.15 – Esforços no pilar 1 do edifício EDA1.....	66
Tabela 4.16 – Esforços no pilar 1 do edifício EDA2.....	67

Tabela 4.17 – Variação percentual dos esforços transversos e momentos flectores, nas combinações sísmicas e nos diversos edifícios, na viga 3 em relação ao edifício EDB.....	68
Tabela 4.18 – Esforço axial reduzido e momentos reduzidos para a viga 3 nos 4 casos em análise	68
Tabela 4.19 – Armadura longitudinal do pilar 1 pertencente ao edifício EDB.....	69
Tabela 4.20 – Armadura longitudinal do pilar 1 pertencente ao edifício EDM	70
Tabela 4.21 – Armadura longitudinal do pilar 1 pertencente ao edifício EDM	70
Tabela 4.22 – Armadura longitudinal do pilar 1 pertencente ao edifício EDM	71
Tabela 4.23 – Variação percentual da armadura longitudinal no pilar 1 dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB.	71
Tabela 4.24 – Cálculo da armadura de esforço transverso para o pilar 1 do edifício EDB	72
Tabela 4.25 – Momentos de extremidade de cálculo do pilar 1 do edifício EDM	73
Tabela 4.26 – Esforço transverso de cálculo no pilar 1 do edifício EDM.....	74
Tabela 4.27 – Garantia de ductibilidade na base do pilar 1 do edifício EDM	74
Tabela 4.28 – Armadura transversal final no pilar 1 do edifício EDM	75
Tabela 4.29 – Momentos de extremidade de cálculo do pilar 1 do edifício EDA1.....	75
Tabela 4.30 – Esforço transverso de cálculo no pilar 1 do edifício EDA1	76
Tabela 4.31 – Garantia de ductibilidade na base do pilar 1 do edifício EDA1.....	76
Tabela 4.32 – Armadura transversal final do pilar 1 do edifício EDA1.....	77
Tabela 4.33 – Momentos de extremidade de cálculo do pilar 1 do edifício EDA2.....	77
Tabela 4.34 – Esforço transverso de cálculo no pilar 1 do edifício EDA2	78
Tabela 4.35 – Garantia de ductibilidade na base do pilar 1 do edifício EDA1.....	78
Tabela 4.36 – Armadura transversal final do pilar 1 do edifício EDA1.....	78
Tabela 4.37 – Variação percentual da armadura transversal no pilar 1 dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB.	79
Tabela 4.38 – Armadura longitudinal na viga 3 pertencente ao edifício EDB.....	80
Tabela 4.39 – Armadura longitudinal da viga 3 pertencente ao edifício EDM	81
Tabela 4.40 – Armadura longitudinal na viga 3 pertencente ao edifício EDA1.....	81
Tabela 4.41 – Armadura longitudinal da viga 3 pertencente ao edifício EDA2.....	82
Tabela 4.42 – Variação percentual da armadura longitudinal na viga 3 dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB.	82
Tabela 4.43 – Armadura de esforço transverso para a viga 3 do edifício EDB	83
Tabela 4.44 – Armadura transversal final da viga 3 do edifício EDB.....	83
Tabela 4.45 – Momentos de extremidade de cálculo da viga 3 do edifício EDM	84
Tabela 4.46 – Esforço transverso de cálculo na viga 3 do edifício EDM	84

Tabela 4.47 – Armadura de esforço transverso para a viga 3 do edifício EDM	84
Tabela 4.48 – Armadura transversal final da viga 3 do edifício EDM	85
Tabela 4.49 – Momentos de extremidade de cálculo na viga 3 do edifício EDA1	85
Tabela 4.50 – Esforço transverso de cálculo na viga 3 do edifício EDA1	85
Tabela 4.51 – Armadura de esforço transverso para a viga 3 do edifício EDA1	86
Tabela 4.52 – Armadura transversal final da viga 3 do edifício EDA1	86
Tabela 4.53 – Momentos de extremidade de cálculo na viga 3 do edifício EDA2	86
Tabela 4.54 – Esforço transverso de cálculo na viga 3 do edifício EDA2	87
Tabela 4.55 – Armadura de esforço transverso para a viga 3 do edifício EDA2	87
Tabela 4.56 – Armadura transversal final da viga 3 do edifício EDA2	87
Tabela 4.57 – Variação percentual da armadura transversal na viga 3 dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB	88
Tabela 4.58 – Variação percentual do volume de betão no pilar 1 dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB	88
Tabela 4.59 – Variação percentual do volume de betão na viga dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB	88
Tabela 4.60 – Comparação entre E1 e EDM relativa à armadura longitudinal do pilar 1	89
Tabela 4.61 – Comparação entre E1 e EDM relativa à armadura transversal do pilar 1	89
Tabela 4.62 – Comparação entre E1 e EDM relativa à armadura longitudinal da viga 3	90
Tabela 4.63 – Comparação entre E1 e EDM relativa à armadura transversal da viga 3	90
Tabela 5.1 – Dimensões dos elementos estruturais	94
Tabela 5.2 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (Carvalho, 2007)	95
Tabela 5.3 – Factores de comportamento para as 3 classes de ductilidade	96
Tabela 5.4 – Frequências [Hz] dos 10 principais modos de vibração para a estrutura base dos edifícios em análise	97
Tabela 5.4 – Momentos de cálculo da parede A do edifício EMDM	103
Tabela 5.5 – Esforço transverso de cálculo da parede A do edifício EMDM	104
Tabela 5.6 – Momentos de cálculo da parede A do edifício EMDA	106
Tabela 5.7 – Esforço transverso de cálculo da parede A do edifício EMDA	107
Tabela 5.8 – Variação percentual dos esforços transversos e momentos flectores, nas combinações sísmicas e nos diversos edifícios, na base e no topo da parede A em relação ao edifício EMDB ..	108
Tabela 5.9 – Esforço axial reduzido e momento reduzido para a parede A nos 3 casos em análise.	108
Tabela 5.10 – Momentos de cálculo da parede A do edifício EMDM	111
Tabela 5.11 – Esforço transverso de cálculo da parede B do edifício EMDM	112

Tabela 5.12 – Momentos de cálculo da parede A do edifício EMDA.....	114
Tabela 5.13 – Esforço transverso de cálculo da parede B do edifício EMDA.....	115
Tabela 5.14 – Variação percentual dos esforços transversos e momentos flectores, nas combinações sísmicas e nos diversos edifícios, na base e no topo da parede B em relação ao edifício EMDB...	116
Tabela 5.15 – Esforço axial reduzido e momento reduzido para a parede B nos 3 casos em análise.	116
Tabela 5.16 – Armadura longitudinal da parede A pertencente ao edifício EMDB.....	117
Tabela 5.17 – Armadura longitudinal de cálculo da parede A pertencente ao edifício EMDM.....	117
Tabela 5.18 – Cálculo das características dos EE da parede A do edifício EMDM.....	118
Tabela 5.19 – Armadura longitudinal de cálculo da parede A pertencente ao edifício EMDA	118
Tabela 5.20 – Cálculo das características dos EE do edifício EMDA.....	119
Tabela 5.21 – Verificação da junta da base na parede A do edifício EMDA	119
Tabela 5.22 – Variação percentual da armadura longitudinal na parede A dos diversos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EDB.....	120
Tabela 5.23 – Cálculo da armadura de esforço transverso para a base da parede A do edifício EMDB	121
Tabela 5.24 – Armadura de esforço transverso para a parede A do edifício EMDB	121
Tabela 5.25 – Armadura de esforço transverso de cálculo para a parede A do edifício EMDM	122
Tabela 5.26 – Armadura de esforço transverso para para o EE da parede A do edifício EMDM	123
Tabela 5.27 – Armadura de esforço transverso de cálculo para a parede A do edifício EMDA.....	124
Tabela 5.28 – Armadura de esforço transverso para o EE da parede A do edifício EMDA	124
Tabela 5.29 – Variação percentual da armadura transversal na parede A dos diversos edifícios em relação ao edifício EMDB.	125
Tabela 5.30 – Armadura longitudinal da parede B pertencente ao edifício EMDB.....	126
Tabela 5.31 – Armadura longitudinal da parede B pertencente ao edifício EMDB.....	126
Tabela 5.32 – Cálculo das características dos EE da parede B do edifício EMDM.....	127
Tabela 5.33 – Armadura longitudinal da parede B pertencente ao edifício EMDA.....	127
Tabela 5.34 – Cálculo das características dos EE do edifício EMDA.....	127
Tabela 5.35 – Verificação da junta da base na parede B do edifício EMDA	128
Tabela 5.36 – Variação percentual da armadura longitudinal na parede A dos diversos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB.....	128
Tabela 5.37 – Armadura de esforço transverso para a parede B do edifício EMDB	129
Tabela 5.38 – Armadura de esforço transverso para a parede A do edifício EMDB	130
Tabela 5.39 – Armadura de esforço transverso para para o EE da parede B do edifício EMDM	130
Tabela 5.40 – Armadura de esforço transverso para a parede B do edifício EMDA	131

Tabela 5.41 – Armadura de esforço transverso para o EE da parede A do edifício EMDA.....	132
Tabela 5.42 – Variação percentual da armadura transversal na parede B dos diversos edifícios em relação ao edifício EMDB.....	132

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

Os eventos sísmicos podem ocorrer quando menos se esperar e por isso os edifícios devem estar preparados para os suportar sem perdas de vidas humanas. Por outro lado também não devem ficar danificados ao ponto de ser economicamente inviável recuperá-los. Devido a isto a regulamentação portuguesa já possui algumas preocupações com o dimensionamento sísmico, embora o trate de uma forma muito simplificada e conjuntamente com outras acções.

Por outro lado a regulamentação prestes a entrar em vigor a nível Europeu na área do projecto sísmo-resistente, o EC8, aborda este tema de forma muito específica, chegando mesmo a trabalhar com mais uma classe de ductilidade do que as previstas actualmente em Portugal. Na base deste novo eurocódigo estão duas preocupações fundamentais, que são a exigência de não colapso e a exigência de limitação de danos. Isto levou a um elevado número de regras que vão sendo mais restritivas e difíceis de aplicar à medida que se aumenta a ductilidade da estrutura. Dentro desta perspectiva é necessário então analisar até que ponto é proveitoso dimensionar para altas ductilidades, visto que a baixa pouco mais necessita do que cumprir o EC2.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

Esta tese procurou ajudar a analisar a aplicabilidade do EC8 através do dimensionamento de estruturas relativamente simples, de forma a obter-se conclusões generalizáveis para grande parte dos casos que possam surgir no dia-a-dia de projecto. Aqui se encontra uma relação entre as vantagens de se dimensionar para elevadas ductilidades e os inconvenientes que daí surgem. Devido a este eurocódigo ainda não ter entrado em vigor possui uma série de ambiguidades e situações pouco claras que ao longo deste trabalho serão abordadas para que, para além da chamada de atenção para o problema, fique também a clarificação possível sobre esses pontos. Além disto há também uma série de regras que se tornam de difícil aplicação em projecto visto conduzirem a um tempo de aplicação muito elevado. Nesta tese tentar-se analisar em que casos essas regras estarão possivelmente verificadas, sem necessidade de as estar a aplicar sempre, pois em muitos casos há regras que são bastante mais restritivas que outras, levando a que essas sejam cumpridas automaticamente.

Nesta tese também se procura avaliar que parâmetros são mais relevantes para os resultados finais e quais as vantagens, em termos de quantidade de materiais, entre o projecto com as diferentes classes de ductilidade.

Através do cumprimento dos objectivos atrás traçados é possível avaliar as principais virtudes e defeitos do dimensionamento segundo o EC8, permitindo uma mais fácil escolha da ductilidade a usar no dimensionamento.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese divide-se em cinco capítulos, sendo o primeiro referente a esta introdução.

No Capítulo 2 são abordados aspectos fundamentais da dinâmica e da sísmica, para que o resto do trabalho se enquadre melhor na temática. Aqui são desenvolvidos aspectos essenciais à compreensão das bases da análise modal, bem como dos espectros de resposta, entre outros.

No Capítulo 3 aborda-se o EC8 de uma forma geral, os seus objectivos e de uma forma particular, e as regras específicas do dimensionamento de estruturas de betão armado, comentando-se algumas regras e imprecisões do mesmo. Pontualmente serão feitas algumas comparações com a regulamentação em vigor.

No Capítulo 4 é analisada uma estrutura em pórtico, de forma a perceber-se as dificuldades do projecto deste tipo de edifício, bem como fazer a comparação de resultados finais entre as 3 classes de ductilidade. Para isso serão utilizados como elementos de referência um pilar e uma viga.

No Capítulo 5 é analisada uma estrutura mista pórtico-parede que tem como objectivo analisar as dificuldades adicionais que surgem neste tipo de edifício, bem como identificar as principais vantagens e desvantagens da utilização de classes de ductilidade superiores à baixa.

ANÁLISE DINÂMICA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

2 DE

2.1. SUMÁRIO

Embora não seja objectivo do trabalho validar de forma exacta todos os valores obtidos através do programa de cálculo usado na análise, é importante compreender, ainda que de forma resumida, quais são os princípios teóricos básicos que servem de base à análise dinâmica das estruturas.

Neste capítulo serão então abordados alguns destes fundamentos, dando especial ênfase à análise modal para a obtenção da resposta sísmica de estruturas.

2.2. ANÁLISE DINÂMICA

A caracterização do comportamento dinâmico de uma estrutura com N graus de liberdade pode ser obtida, através de uma formulação em deslocamentos, a partir das seguintes matrizes:

- Matriz de rigidez (K)
- Matriz de Massa (M)
- Matriz de amortecimento (C)

2.2.1. MATRIZES

2.2.1.1. Matriz de rigidez

A matriz de rigidez de uma estrutura pode ser obtida através da equação (2.1):

$$\underline{k} \cdot \underline{u} = \underline{f} \quad (2.1)$$

Em que

$\underline{k}_{ij}$ - Força elástica de restituição que se desenvolve na direcção i quando se impõe um deslocamento unitário na direcção j.

2.2.1.2. Matriz de massa

A matriz de massa de uma estrutura de um edifício pode ser obtida aplicando-lhe valores unitários de aceleração, $\ddot{u}$, e considerando as forças de inércia que se desenvolvem, bem como os momentos resultantes.

A matriz de massa global $\underline{M}$ pode ser obtida à custa de sub-matrizes de massa referentes aos vários pisos. No caso de não se considerar a massa os pilares essa matriz adquire a forma apresentada na equação (2.2):

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} \underline{M}_1 & \underline{0} & \underline{0} & \underline{0} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \underline{0} & \underline{M}_2 & \underline{0} & \underline{0} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \underline{0} & \underline{0} & \underline{M}_3 & \underline{0} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \underline{0} & \underline{0} & \underline{0} & \underline{M}_4 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

As várias sub-matrizes $\underline{M}_i$ dependem da massa concentrada presente em cada piso i , da posição do seu centro de massa, definido pelas coordenadas $(x_i \text{ e } y_i)$, e ainda do momento polar de inércia I_p em relação ao eixo vertical (Z), tomado como global.

Considerando-se como graus de liberdade x , y e θ associados às translações x e y e à rotação, correspondentes à hipótese de peso indeformável no seu plano, obtém-se a sub-matriz de massa representada na equação (2.3):

$$\underline{M}_i = \begin{bmatrix} m & 0 & -y_g m \\ 0 & m & x_g m \\ -y_g m & x_g m & I_p \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

No caso de o piso em planta ser rectangular, de dimensões a e b , e de a sua massa ser uniformemente distribuída, o momento de inércia polar da massa relativamente ao centro de massa do respectivo piso, $I_{p,cg}$ pode ser obtido a partir da equação (2.4):

$$I_{p,cg} = \frac{m \cdot (a^2 + b^2)}{12} \quad (2.4)$$

Este momento de inércia pode ainda ser obtido através da equação (2.5):

$$I_{p,cg} = \sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i \quad (2.5)$$

Em que:

m_i - Valor da massa concentrada atribuída à barra i ;

d_i - Distância que separa o centro de gravidade da barra do centro de gravidade do piso.

O momento polar de inércia em relação ao eixo vertical do referencial global é então obtido pela aplicação do teorema de Steiner, conforme representado na equação (2.6):

$$I_p = I_{p,cg} + m \cdot D^2 \quad (2.6)$$

Em que:

D - Distância entre o centro de massa do piso e o eixo vertical global.

2.2.1.3. Matriz de amortecimento

A matriz de amortecimento $\underline{C}$ pode ser obtida proporcionalmente à matriz de massa e à matriz de rigidez através da equação (2.7):

$$\underline{C} = \alpha \cdot \overline{M} + \beta \cdot \overline{K} \quad (2.7)$$

Em que:

α e β - Parâmetros convenientemente definidos.

A matriz de amortecimento apesar de ser quantificável raramente é usada de forma explícita pois geralmente é suficiente considerar o amortecimento de cada modo de vibração.

2.2.2. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Uma estrutura tem sempre presente vários graus de liberdade. Fazendo o equilíbrio de forças em cada nó e para cada grau de liberdade podem ser obtidas as equações de equilíbrio dinâmico. Considerando que em cada um destes graus podem ser aplicadas forças exteriores e forças que derivam do movimento da estrutura, que se dividem em forças elásticas, de inércia e de amortecimento, a equação de equilíbrio dinâmico pode tomar a forma da equação (2.8):

$$\{f_I(t)\} + \{f_A(t)\} + \{f_E(t)\} + \{p(t)\} = \{0\} \quad (2.8)$$

Visto que cada uma das forças anteriormente referidas depende do deslocamento, da velocidade e da aceleração de cada grau de liberdade, podem ser estabelecidas as relações seguintes relações:

$\{f_I(t)\} = -\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}}(t)$ - Forças de Inércia;

$\{f_A(t)\} = -\underline{C} \cdot \dot{\underline{u}}(t)$ - Forças de Amortecimento;

$\{f_E(t)\} = -\underline{K} \cdot \underline{u}(t)$ - Forças de restituição elástica;

$\{p(t)\}$ - Vector solicitação exterior.

Daqui resulta a equação (2.9):

$$\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C} \cdot \dot{\underline{u}}(t) + \underline{K} \cdot \underline{u}(t) = \underline{P}(t) \quad (2.9)$$

Em que:

$\ddot{\underline{u}}(t)$ - Vector de acelerações dos nós;

$\dot{\underline{u}}(t)$ - Vector de velocidades dos nós;

$\underline{u}(t)$ - Vector de deslocamentos dos nós.

2.2.3. ANÁLISE MODAL

Este tipo de análise é o mais utilizado quando se pretende resolver as equações do movimento, pois transforma um sistema de N equações lineares de 2ª ordem com N incógnitas num sistema de N equações lineares de 2ª ordem apenas com uma incógnita.

2.2.3.1. Movimento livre sem amortecimento

Neste caso a equação de equilíbrio dinâmico, devido ao movimento se estar a realizar em regime livre e sem amortecimento, reduz-se ao representado na equação (2.10):

$$\underline{M} \cdot \underline{\ddot{u}}(t) + \underline{K} \cdot \underline{u}(t) = \underline{P}(t) \quad (2.10)$$

Com base nestas equações é possível determinar as frequências de vibração da estrutura.

A deformada desta pode ser caracterizada em relação aos seus N modos de vibração, pelo que a resposta dinâmica do sistema se traduz nas equações (2.11) e (2.12):

$$\underline{u}(t) = \sum_{r=1}^N \underline{\phi}_r \cdot \underline{q}_r(t) \quad (2.11)$$

$$\underline{\ddot{u}}(t) = \sum_{r=1}^N \underline{\phi}_r \cdot \underline{\ddot{q}}_r(t) \quad (2.12)$$

Em que:

$\underline{q}_r(t)$ - Coordenadas modais do modo de vibração ϕ_r .

Substituindo $\underline{u}(t)$ e $\underline{\ddot{u}}(t)$ na equação (2.10) resulta a equação (2.13):

$$\sum_{r=1}^N \underline{M} \cdot \underline{\phi}_r \cdot \underline{\ddot{q}}_r(t) + \sum_{r=1}^N \underline{K} \cdot \underline{\phi}_r \cdot \underline{q}_r(t) = \underline{P}(t) \quad (2.13)$$

Fazendo uma pré-multiplicação por $\underline{\phi}_n^T$ obtém-se a equação (2.14):

$$\sum_{r=1}^N \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\phi}_r \cdot \underline{\ddot{q}}_r(t) + \sum_{r=1}^N \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{K} \cdot \underline{\phi}_r \cdot \underline{q}_r(t) = \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{P}(t) \quad (2.14)$$

Devido às condições de ortogonalidade, todos os termos dos somatórios desaparecem excepto aqueles em que $r = n$, obtendo-se então a equação (2.15):

$$\underline{\phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\phi}_n \cdot \underline{\ddot{q}}_n(t) + \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{K} \cdot \underline{\phi}_n \cdot \underline{q}_n(t) = \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{P}(t) \quad (2.15)$$

Definindo a massa, a rigidez e a força generalizadas para o modo natural de vibração n (equações (2.16); (2.17) e (2.18)) é possível obter a equação de equilíbrio dinâmico tal como está explicita na equação (2.19):

$$M_n = \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\phi}_n \quad (2.16)$$

$$K_n = \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{K} \cdot \underline{\phi}_n \quad (2.17)$$

$$P_n = \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{P}(t) \quad (2.18)$$

$$M_n \cdot \underline{\ddot{q}}_n + K_n \cdot \underline{q}_n = P_n(t) \quad (2.19)$$

2.2.3.2. Movimento livre com amortecimento

A equação de equilíbrio dinâmico é agora dada pela equação (2.20).

$$\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \cdot \dot{\underline{u}} + \underline{K} \cdot \underline{u} = \underline{P}_n(t) \quad (2.20)$$

Admitindo-se agora a ortogonalidade dos modos de vibração também em relação à matriz de amortecimento, é possível apresentar a equação de equilíbrio dinâmico com a forma da equação (2.22) ou (2.23), sendo o amortecimento C_n definido na equação (2.21).

$$C_n = \underline{\phi}_n^T \cdot \underline{C} \cdot \underline{\phi}_n \quad (2.21)$$

$$M_n \cdot \ddot{q}_n + C_n \cdot \dot{q}_n + K_n \cdot q_n = P_n(t) \quad (2.22)$$

$$\ddot{q}_n + \frac{C_n}{M_n} \cdot \dot{q}_n + \frac{K_n}{M_n} \cdot q_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (2.23)$$

Em que:

C_n - Amortecimento generalizado para o modo de vibração n .

Considerando que o amortecimento critico no modo n é dado pela equação (2.24):

$$C_n^{crit} = 2 \cdot M_n \cdot \omega_n \quad (2.24)$$

E ainda que o correspondente coeficiente de amortecimento ξ_n para cada modo n é obtido pela relação expressa na equação (2.25):

$$\xi_n = \frac{C_n}{C_n^{crit}} \Rightarrow C_n = \xi_n \cdot 2 \cdot M_n \cdot \omega_n \quad (2.25)$$

Obtém-se a equação modal de equilíbrio dinâmico (ver equação (2.26):

$$\ddot{q}_n + 2 \cdot \xi_n \cdot \omega_n \cdot \dot{q}_n + \omega_n^2 \cdot q_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (2.26)$$

Em que:

ω_n – Frequência própria de vibração.

A principal vantagem que este método apresenta é o facto de conseguir passar de N equações diferenciais acopladas para N equações a uma incógnita, em coordenadas modais.

Pode-se então resumir este processo a apenas 7 passos:

- Realização das equações de equilíbrio (ver equação (2.22));
- Calcular as frequências e os modos de vibração próprios considerando a relação presente na equação (2.27):

$$(\underline{K} - \omega_n^2 \cdot \underline{M}) \cdot \underline{\phi} = \underline{0} \quad (2.27)$$

Para que o sistema tenha uma solução não trivial o determinante da matriz $(\underline{K} - \omega_n^2 \cdot \underline{M})$ tem que ser nulo (ver equação (2.28)):

$$\det(\underline{K} - \omega_n^2 \cdot \underline{M}) = 0 \quad (2.28)$$

Daqui se conclui que tanto a determinação das frequências como dos modos de vibração é um problema de valores e vectores próprios, logo a cada frequência de vibração ω_n tem de corresponder um modo de vibração ϕ_n .

- Determinação da Massa e Força generalizadas (ver equações (2.16) e (2.18));

- Escrever as equações de movimento desligadas (ver equação (2.26));
- Cálculo da resposta modal à solicitação, em que pré-multiplicando a equação (2.12) por $\phi_n^T \cdot \underline{M}$ facilmente se chega às duas igualdades representadas nas equações (2.29) e (2.30):

$$q_n = \frac{\phi_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{u}}{M_n} \quad (2.29)$$

$$\dot{q}_n = \frac{\phi_n^T \cdot \underline{M} \cdot \dot{\underline{u}}}{M_n} \quad (2.30)$$

- Cálculo dos deslocamentos nas coordenadas gerais (ver equação (2.12));
- Cálculo das forças elásticas, que são obtidas através da equação (2.31):

$$\underline{f}_e(t) = \underline{M} \cdot \left(\sum_{n=1}^N \omega_n^2 \cdot \phi_n \cdot q_n \right) \quad (2.31)$$

Estas forças são agora aplicadas à estrutura, conseguindo-se assim obter os esforços desenvolvidos nela pela carga actuante.

2.2.4. RESPOSTA DA ESTRUTURA

2.2.4.1. Resposta linear elástica

Num edifício pode ser considerado um parâmetro que relacione a rigidez das vigas com a rigidez dos pilares (ρ). Esta relação é obtida através da equação (2.32):

$$\rho = \frac{\sum E \cdot I/L(\text{vigas})}{\sum E \cdot I/L(\text{pilares})} \quad (2.32)$$

No caso deste parâmetro ser aproximadamente nulo não haverá impedimento de rotação nos nós viga – pilar como se observa na Figura 2.1, sendo então este um sistema pilar forte-viga fraca. Por outro lado no caso de ρ tender para infinito as rotações no topo dos pilares estarão totalmente restringidas (Figura 2.2), sendo este um sistema viga forte-pilar fraco.

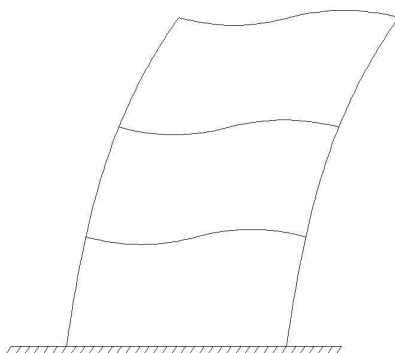


Figura 2.1 – Pórtico com rotação nos nós viga – pilar totalmente desimpedida

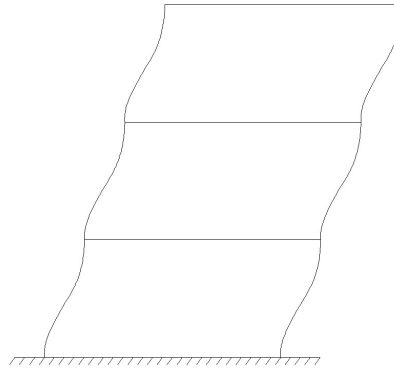


Figura 2.2 – Pórtico com rotação nos nós
viga – pilar totalmente impedida

Nas estruturas de edifícios actualmente dimensionadas para resistir a sismos, normalmente os pilares são mais rígidos do que as vigas, implicando isto um $\rho \leq 1$. Este parâmetro controla ainda vários outros, como sejam a forma dos modos de vibração, o período/frequência natural da estrutura, ..., sendo então um parâmetro de grande importância para a análise estrutural de qualquer edifício. Ele vai fazer variar principalmente o momento e o esforço transversal na base dos pilares, no caso de estarmos na região do espectro sensível aos deslocamentos ou velocidades. No entanto seja qual for a região do espectro de resposta em que a estrutura se encontre, ρ pouco irá influenciar os deslocamentos (Chopra, 2007) pois estes são controlados principalmente pela rigidez dos elementos verticais na direcção em análise.

A influência que cada modo terá na estrutura também é afectada por esta razão de rigidezes: quanto maior for o ρ menor será a importância que os modos mais afastados do primeiro terão. Inversamente, quanto menor for ρ maior será a importância dos referidos modos de vibração.

A altura do edifício por sua vez também influencia a importância que cada modo tem para a resposta total. Os modos mais elevados têm uma maior importância para edifícios com longos períodos de vibração, logo têm geralmente cada vez mais influência quanto mais alto for o edifício.

2.2.4.2. Resposta a acções sísmicas de sistemas lineares

Em sistemas lineares sujeitos à acção sísmica (Figura 2.3), a equação de equilíbrio dinâmico vem dependente da aceleração do solo $\ddot{u}_g$ (ver equação (2.33)):

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (2.33)$$

Fazendo a divisão da expressão anterior por m obtém-se a equação (2.34):

$$\ddot{u} + 2 \cdot \xi \cdot \omega_n \cdot \dot{u} + \omega_n^2 \cdot u = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.34)$$

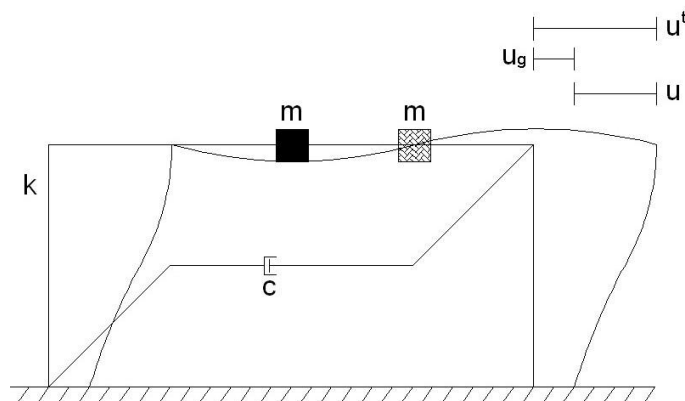


Figura 2.3 – Sistema linear sujeito a ação sísmica

Torna-se então claro que a deformada da estrutura apenas se deve à frequência natural da mesma (ω_n) e ao seu coeficiente de amortecimento (ξ). Pode então acontecer o caso de uma estrutura que seja mais rígida que outra, ou que possua mais massa, acabe por ter a mesma resposta $u(t)$, bastando para isso que as duas possuam o mesmo ξ e ω_n .

O conhecimento da deformada do sistema, $u(t)$, é extremamente importante, pois através dela é possível determinar os esforços internos, linearmente relacionados. Este deslocamento é ainda bastante importante para se poder garantir o afastamento mínimo entre edifícios, de forma a ser possível evitar o fenómeno de Pounding (Figura 2.4 e Figura 2.5).



Figura 2.4 – Exemplo1 do fenómeno de Pounding ocorrido no México a 19 de SEembro de 1985 (National Geofisical Data Center, 2007)



Figura 2.5 – Exemplo 2 do fenómeno de Pounding ocorrido na Califórnia em 1997 (National Geofisical Data Center, 2007)

No controlo do fenómeno de Pounding é preciso ter ainda em atenção os efeitos de segunda ordem, pois estes podem ter uma importante influência nos deslocamentos da estrutura.

A resposta do sistema de um grau de liberdade apenas depende de ξ e ω_n . É facilmente observável da equação (2.34) que sistemas que possuam um maior nível de amortecimento têm uma resposta menor, no entanto relativamente à frequência própria de vibração não se pode tirar uma conclusão directa, devido ao fenómeno da ressonância.

2.2.4.3. Resposta não linear de edifícios

A relação força-deformação é agora histerética e não linear levando a que as relações entre as forças laterais F_S e os deslocamentos u já não sejam constantes, dependendo do histórico de deslocamento a que a estrutura é sujeita. Isto deve-se ao facto de após os elementos da estrutura entrarem em cedência mudarem a sua rigidez, devido a fenómenos como a fendilhação.

A equação de movimento terá então o seguinte representado na equação (2.35):

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + F_S(u, \dot{u}) = -M \cdot [\ddot{i}] \cdot \ddot{u} \quad (2.35)$$

Sendo:

M - Matriz de massa diagonal;

C - Matriz de amortecimento;

$\ddot{i}$ - Vector de influência composto por apenas por valores unitários;

A resposta não linear de edifícios tem então de ser obtida por métodos numéricos, podendo depois as forças internas do sistema ser avaliadas através dos deslocamentos obtidos.

A não linearidade geométrica também deve ser tida em conta na formação destas equações, visto que sob a acção de sismos intensos as estruturas podem ser sujeitas a elevados deslocamentos. Neste contexto é necessário ter em atenção os efeitos de segunda ordem, chamados efeitos $P - \Delta$, que não serão objecto de análise neste trabalho.

Há 3 factores que têm uma relevância especial nesta análise: as características do sismo, a modelação da estrutura e os já mencionados efeitos $P - \Delta$.

Estes efeitos, também chamados efeitos de segunda ordem, assumem uma relativa importância na resposta da estrutura quando esta se encontra já em regime plástico, pois as forças gravíticas aumentam os esforços sobre a estrutura à medida que o deslocamento desta aumenta. A consideração ou não deste efeito pode alterar de forma relevante os resultados finais na análise, como é visível na Figura 2.6.

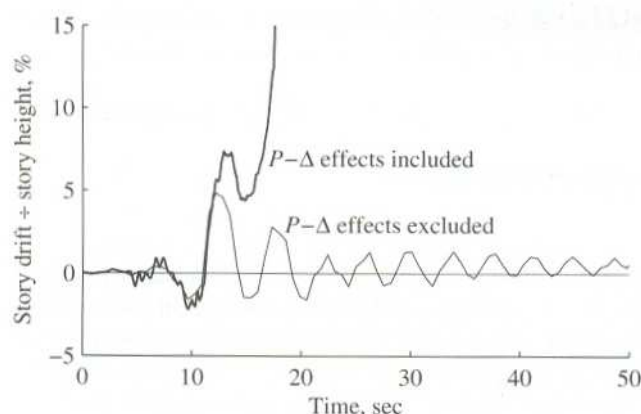


Figura 2.6 –Exemplo da influência que os efeitos $P - \Delta$ podem ter (Chopra, 2007)

Este efeito tem importância reduzida se durante a acção sísmica a estrutura permanecer em regime elástico, mas se por outro lado o regime plástico for atingido, então o patamar de cedência do sistema será atingido para uma força mais baixa, a que se seguirá um rápido decréscimo da resistência da estrutura às forças laterais.

Será então conveniente englobar este factor na análise de edifícios em que se prevejam elevadas deformações, ou seja, que entrem de forma elevada em regime plástico, tirando proveito da sua capacidade dúctil.

Pelas razões apontadas atrás o modelo deve ser o mais realista possível, englobando a rigidez dos painéis, a rigidez das vigas, as ligações e todos os outros factores que contribuam de forma substancial para a resposta que a estrutura venha a ter.

As restrições relativas ao deslocamento entre pisos dependem não só das forças de cedência relativa entre as vigas e os pilares mas também da força de cedência dos vários pisos.

Considere-se então 3 tipos de edifícios, um em que as rótulas se formam nas vigas, um em que as rótulas se formam nos pilares e um terceiro modelo em que o mecanismo se forma pelo aparecimento de rótulas só ao nível dos pilares do 1º piso (Figura 2.7).

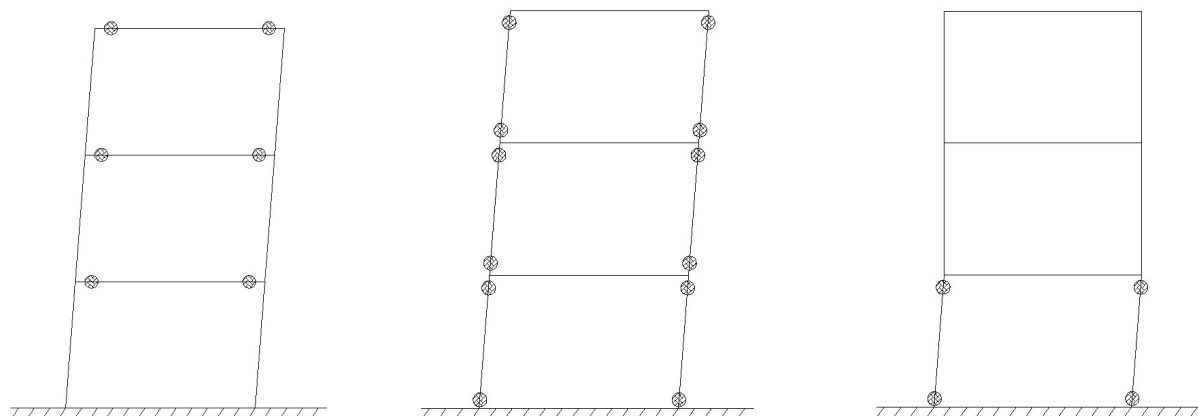


Figura 2.7 – Possíveis localizações para formações de rótulas num pórtico

No primeiro caso estamos na presença de um sistema de pilar forte/viga fraca, no segundo de viga forte/pilar fraco e no último a força de cedência no primeiro piso não é menor que a mesma força no 2º caso, mas é substancialmente menor que a força de cedência nos pisos superiores.

Para os 3 casos os requisitos de ductilidade diferem bastante. Estes são geralmente maiores quanto mais elevado estiver o piso considerado. Para os pisos inferiores, entre os 3 casos o que é mais restritivo em termos de ductilidade, ou seja, o que necessita de maior capacidade de deformação é o terceiro, sendo que o menos restritivo é o caso pilar forte/viga fraca.

Para o caso em que o mecanismo se forma por aparecimento de rótulas só no primeiro piso a energia dissipada nos pisos superiores é muito baixa, pois estes permanecem em regime essencialmente elástico, pelo que a ductilidade exigida para o primeiro piso será muito grande, bem como as deformações a ele associadas, levando em muitos casos a danos estruturais irreversíveis no edifício, como o exemplifica a Figura 2.8.

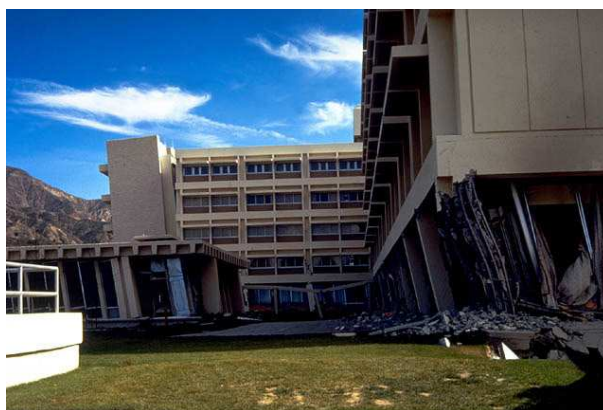


Figura 2.8 – Deformações num edifício quando o mecanismo de dissipação de energia se concentra no primeiro piso (Cartage, 1971)

O edifício com melhor desempenho sísmico é o edifício em que as rótulas se formam nas vigas, ou seja, dimensionado com o conceito pilar forte/viga fraca.

2.2.4.4. Resposta sísmica de sistemas inelásticos

Grande parte dos edifícios é projectada para uma força de corte inferior àquela que teoricamente poderia ocorrer no local devido a um sismo. Isto deve-se a estes possuírem uma capacidade dúctil que lhes permite trabalhar além do regime elástico. Tendo esta característica em conta é então possível dimensionar a estrutura para um menor nível de forças horizontais, devendo-se no entanto garantir que o edifício não sofrerá danos economicamente irreparáveis, nem estará sujeito a risco de colapso. Neste sentido o dimensionamento deverá entrar em conta com a ductilidade, ou seja, com o comportamento não linear de certas zonas, garantindo no entanto deformações relativamente reduzidas para ser possível recuperar o edifício após este ser sujeito à acção sísmica.

Num edifício com um elevado grau de hiperstaticidade a sua resposta dependerá da possibilidade de distribuição dos esforços que resultam do esgotamento que ocorre nas zonas críticas, bem como da capacidade que estas secções tenham de se deformar após a plastificação. Os níveis de deformação a que uma estrutura pode estar sujeita estão visíveis na Figura 2.9



Figura 2.9 – Deformações plásticas a que um edifício pode ser sujeito (Clinton, 2005)

Os ensaios laboratoriais até hoje realizados revelam que o ciclo de comportamento (força – deformação) de uma estrutura depende do sistema estrutural adoptado e do próprio material estrutural usado. Este tipo de ciclo é visível na Figura 2.10.

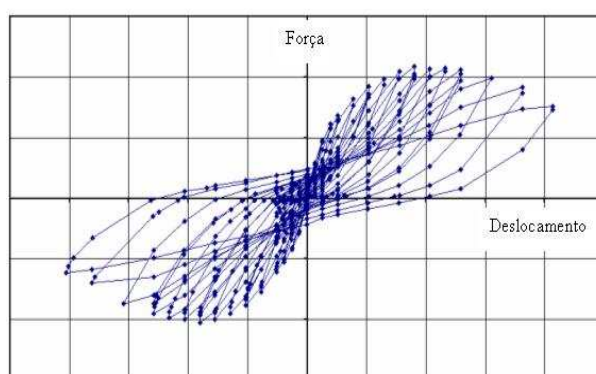


Figura 2.10 – Exemplo de um ciclo de comportamento força – deformação (Robertson & Durrani)

O comportamento histerético da estrutura pode ser idealizado como sendo representado pela Figura 2.11.

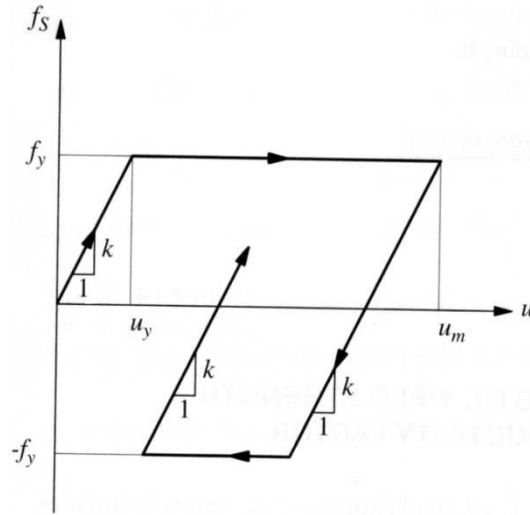


Figura 2.11 – Idealização do comportamento histerético de uma estrutura (Chopra, 2007)

Em que:

f_s - Força resistente;

f_y - Força de cedência;

u_y - Deslocamento de início de cedência;

u_m - Deslocamento máximo.

Equações de movimento

Para o sistema inelástico a equação de movimento é bastante semelhante à do sistema elástico (ver equação (2.36)).

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (2.36)$$

Tal como já foi visto esta expressão pode ainda assumir a forma da equação (2.37).

$$\ddot{u} + 2 \cdot \xi \cdot \omega_n \cdot \dot{u} + \omega_n^2 \cdot u_y \cdot \tilde{f}_s(u, \dot{u}) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.37)$$

Sendo $\tilde{f}_s(u, \dot{u})$ obtido pela equação (2.38).

$$\tilde{f}_s(u, \dot{u}) = \frac{f_s(u, \dot{u})}{f_y} \quad (2.38)$$

O factor de ductilidade μ é definido como o quociente entre u_m e u_y (ver equação (2.39)).

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (2.39)$$

Em que:

u_m - Deslocamento máximo;

u_y - Deslocamento que conduz ao início da plastificação.

Este factor só depende de 3 grandezas: $\bar{f}_y$, ω_n e ξ , sendo que $\bar{f}_y$ é a força de cedência normalizada do sistema elasto-plástico e é dado pela equação (2.40):

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_0} = \frac{u_y}{u_0} \quad (2.40)$$

Em que:

u_0 - Valores extremo do deslocamento no caso de o sistema ser linear;

f_0 - Valor da força resistente no caso de o sistema ser linear.

Efeitos da deformabilidade

Para um ciclo de movimento, a relação força - deformação é dado pela Figura 2.12.

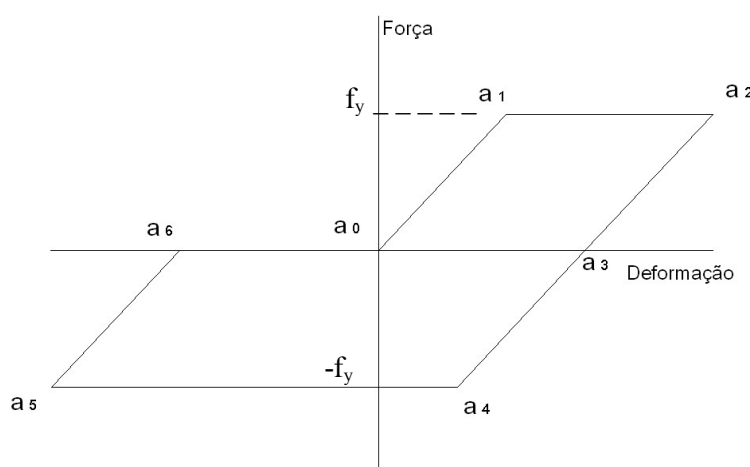


Figura 2.12 – Esquema geral de um gráfico força-deformação considerando o comportamento histerético da estrutura

Pode-se observar que entre a_0 e a_1 , ou seja, enquanto $f_s < f_y$, a deformação é relativamente pequena e o sistema funciona em regime linear elástico. Após a_1 e até a_2 dá-se uma deformação plástica sobre força constante, sendo $f_s = f_y$. a_2 será então o ponto de deformação máxima e velocidade nula. Entre a_2 e a_3 o sistema encontra-se em movimento no sentido oposto, ou seja, descarregando com uma deformação em regime elástico até a força resistente ser nula. Após isto o sistema começa novamente a ser carregado até a_4 , ponto em que $f_s = -f_y$. Começa aqui um novo patamar de plastificação que se estende até a_5 ponto onde o deslocamento é novamente máximo e a velocidade nula. Por fim o sistema começa novamente a descarregar até atingir o ponto a_6 em que a força resistente volta a ser zero. A partir daqui novo ciclo se inicia.

Ao contrário do que se passa nos sistemas elásticos, a posição de equilíbrio não é sempre a mesma. Esta muda cada vez que se passa por um patamar plástico, pelo que as vibrações também se efectuam em posições de equilíbrio diferentes.

Os picos de deformação, e a altura em que são atingidos, são muito diferentes no caso de o sistema ser linear ou elasto-plástico.

Quanto maior for a ductilidade explorada, maior será a deformação não recuperada no final do sismo.

Efeitos da classe de ductilidade

Aquando da ocorrência de um evento sísmico de média ou elevada intensidade, é natural que haja um certo dano estrutural, dano este que pode ser tolerado desde que não se ponha em risco a segurança do edifício, ou seja, este deve possuir uma capacidade dútil que lhe permita deformar-se, dissipando a energia de tal forma que não haja colapso da estrutura nem a sua reparação seja economicamente inviável.

O EC8 prevê a possibilidade de se projectar edifícios com 3 classes de ductilidade diferentes, a baixa ductilidade (DCL), a média ductilidade (DCM) e a alta ductilidade (DCH). Quais maior for o nível de ductilidade adoptado maior terá de ser a capacidade de deformação da estrutura.

Dependendo do tipo de ductilidade utilizada na estrutura, a resposta sísmica será bastante diferente:

- Para a classe DCL é necessário garantir uma resistência mais elevada visto o factor de comportamento previsto ser o menor das 3 classes, não sendo assim previsível que a estrutura tire partido de características de ductilidade, pois não entrará em regime plástico pelo menos de forma significativa. Por outro lado, esta quase total ausência de dissipação de energia em regime plástico pode levar a que o edifício sofra uma rotura de tipo frágil no caso de ser solicitado por acção sísmica de grande intensidade.
- Para a classe DCH já é permitida uma menor robustez do edifício pois o EC8 prevê um maior factor de redução sísmico, pois considera que a estrutura terá grandes incursões no regime plástico, o que levará também a maiores deformações.
- Para a classe DCM é previsível que o comportamento se situe entre o da classe DCL e DCH.

Para avaliar o grau de dano adjacente às 2 classes de ductilidade superior foi feito um estudo (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001) sobre 3 pórticos de 2 pisos cada, um de classe de ductilidade alta (FH), outro de ductilidade média (FM) e um terceiro também de ductilidade média mas com uma ductilidade local inferior ao previsto (FML), aplicando sobre eles 3 acções sísmicas.

Como era previsível, para o pórtico FH sendo a resistência ao corte basal menor, houve um maior deslocamento, bem como uma consequente maior exigência de ductilidade que nos outros 2 pórticos que apresentaram resultados bastante semelhantes entre si demonstrando isto que há uma relação entre a resistência ao corte basal e os deslocamentos da estrutura sujeita à acção sísmica. No entanto no pórtico FML foram registados elevados estragos no topo dos pilares. A relação força-deslocamento obtida é visível na Figura 2.13.

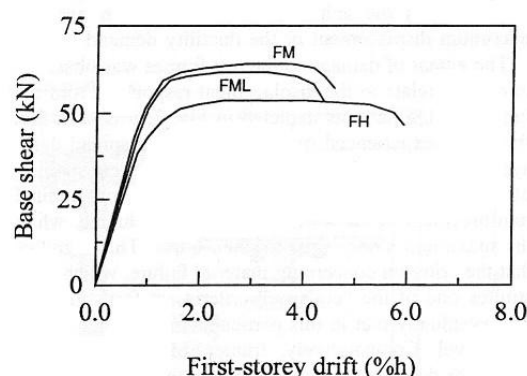


Figura 2.13 - Relação corte-basal vs deslocamento do 1º piso (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001)

Este estudo abordou ainda relações histeréticas observando-se que para as duas primeiras solicitações os 3 pórticos tiveram comportamentos semelhantes na relação corte basal - deslocamento do 1º piso, enquanto para a terceira solicitação, que possuía ciclos mais prolongados e tinha uma frequência mais próxima da frequência natural da estrutura, se obtiveram diferenças significativas. Daqui se depreende que há uma relação entre a actual incursão no regime plástico e a ductilidade ainda disponível. No caso do pórtico FH verifica-se ainda que durante o primeiro grande ciclo deu-se o máximo deslocamento, provocando isto um ponto de instabilidade histerética, fazendo com que no segundo grande ciclo houvesse uma degradação de força de mais de 20%. A relação “corte-basal” vs “drift” do piso para os três pórticos é apresentada desde a Figura 2.14 até à Figura 2.16.

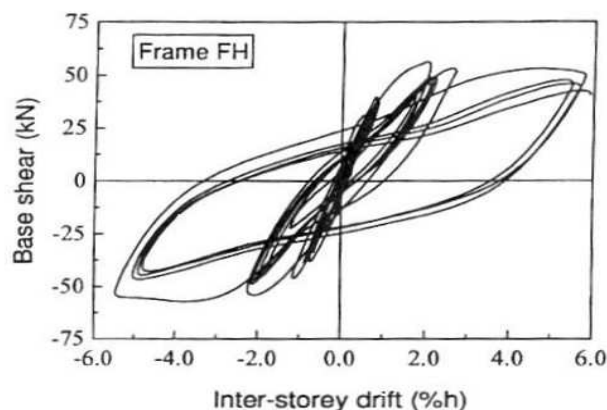


Figura 2.14 - Relação corte-basal vs drift do piso para o pórtico FH (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001)

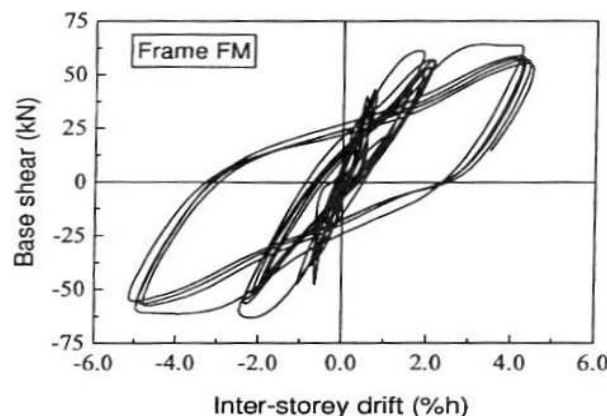


Figura 2.15 - Relação corte-basal vs drift do piso para o pórtico FM (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001)

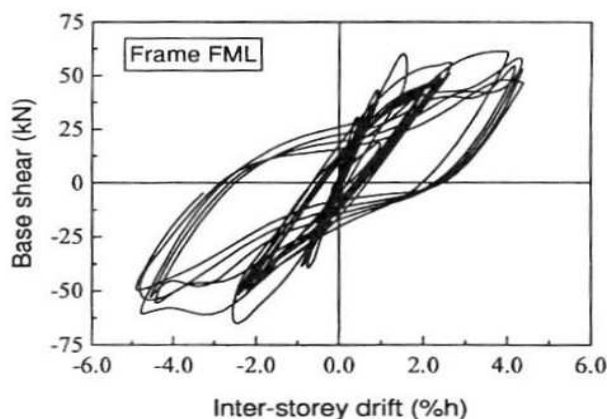


Figura 2.16 - Relação corte-basal vs drift do piso para o pórtico FML (Lu, Hong, Carydys, & Mouzakis, 2001)

Conclui-se daqui que os pórticos concebidos para alta ductilidade revelam grandes danos quando comparados com os outros pórticos devido à sua elevada plastificação. Por seu lado o pórtico FM demonstrou uma melhor resposta, não sofrendo tantos danos e possuindo igualmente um comportamento histerético satisfatório.

Não se pode no entanto a partir deste artigo concluir numa perspectiva de projecto que a utilização da ductilidade alta é demasiado penalizante em termos de deformações, pois as estruturas durante a acção sísmica não experimentarão “drifts” de tão elevada grandeza como os que foram obtidos neste estudo mas sim “drifts” na ordem de cerca de 1% o que representa uma redução de cerca de 80% em relação aos deslocamentos relativos considerados neste artigo.

2.3. ACÇÃO SÍSMICA

Neste sub-capítulo é analisada a temática dos espectros de resposta para a obtenção da acção sísmica.

2.3.1. ESPECTROS DE RESPOSTA

O espectro de resposta proporciona uma maneira rápida de se obter o pico de resposta de um sistema a uma determinada componente sísmica. O espectro de resposta de deformações pode ser obtido fixando o valor do amortecimento e calculando o deslocamento máximo u_0 para vários períodos de vibração T_n de um sistema de 1 grau de liberdade.

De forma semelhante se pode obter o espectro de velocidade e o das acelerações.

Relacionado com o espectro de resposta de deformações está o espectro de resposta das pseudo-velocidades e o espectro de resposta das pseudo-acelerações que vão ser de seguida brevemente analisados.

2.3.1.1. Espectro de Pseudo-Velocidades

Pode-se definir uma quantidade V como sendo uma relação entre o pico da deformação $D \equiv u_0$ e a frequência natural de vibração ω_n (ver equação (2.41)).

$$V = \omega_n \cdot D = \frac{2 \cdot \pi}{T_n} \cdot D \quad (2.41)$$

Em que V adquire então unidades de velocidade. Esta grandeza pode ser relacionada com a energia máxima de deformação através da equação (2.42):

$$E_{So} = \frac{k \cdot u_0^2}{2} = \frac{k \cdot D^2}{2} = \frac{k \cdot \left(\frac{V}{\omega_n}\right)^2}{2} = \frac{m \cdot V^2}{2} \quad (2.42)$$

V é então a pseudo-velocidade espectral que não é exactamente igual a $\dot{u}_0$ mas que para as gamas de períodos que os sistemas geralmente apresentam constitui quase uma igualdade.

2.3.1.2. Espectro das pseudo-acelerações

Pode-se definir uma quantidade A como sendo uma relação entre o pico da deformação $D \equiv u_0$ e a frequência natural de vibração ω_n (ver equação (2.43)).

$$A = \omega_n^2 \cdot D = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_n}\right)^2 \cdot D = \frac{2 \cdot \pi}{T_n} \cdot V \quad (2.43)$$

Em que A adquire unidades de aceleração, podendo ser relacionada com a força de corte basal máxima V_{b0} (ver equação (2.44)):

$$V_{b0} = m \cdot A = f_{So} \quad (2.44)$$

Em que:

f_{So} - é o valor de pico da máxima força estática equivalente.

V_{b0} - Força de corte basal máxima que pode ainda ser apresentada na forma da equação (2.45):

$$V_{b0} = m \cdot A = f_{So} \quad (2.45)$$

Em que:

A - Pseudo-aceleração espectral que na maior parte dos casos não é igual ao pico da aceleração do sistema.

Existem também os espectros tri-logarítmicos que representam os 3 espectros atrás enunciados num só.

2.3.1.3. Espectro elástico de resposta

Este espectro é construído tendo por base os valores de pico do deslocamento, velocidade e aceleração. Deve ser feito com base em registos sísmico passados dessa região ou, na falta destes, de registos que existam de regiões semelhantes. A forma como estes espectros podem ser na prática obtidos não será aqui tratada.

Há no entanto algumas diferenças entre o espectro de resposta e o espectro de projecto, pois o segundo é construído tendo em conta os máximos valores de vários sismos.

2.3.1.4. Criação de um espectro de resposta

O espectro de resposta de uma estrutura que seja sujeita a um sismo pode ser obtido da seguinte forma:

- Definir a aceleração do solo $\ddot{u}_g(t)$ para vários valores de t (com igual intervalo, geralmente igual de 0,02s);
- Definir vários pares de amortecimento ξ / período de vibração T_n ;
- Calcular a resposta $u(t)$ do sistema (SDF) por qualquer método numérico aplicável para todos os pares ξ/T_n
- Determinar u_0 ;
- Calcular as ordenadas dos espectros (para cada par ξ/T_n há um espectro de resposta) sabendo que $D = u_0$ e aplicando as equações (2.41) e (2.43);
- Apresentar os resultados graficamente.

Um espectro de resposta de pseudo-velocidades, por exemplo, tem o aspecto apresentado na Figura 2.17, estando os eixos em escala logarítmica:

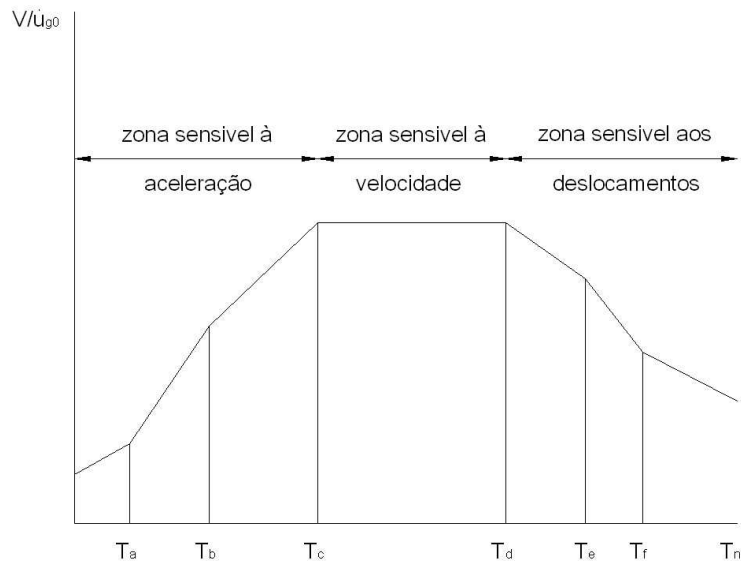


Figura 2.17 - Espectro de resposta de pseudo-velocidades

Para $T_n < T_a$ a pseudo-aceleração A é muito próxima de $\ddot{u}_g$ e D será muito reduzido. Como o período natural da estrutura também é muito baixo a rigidez terá de ser muito elevada, levando o sistema a mover-se quase rigidamente com o solo;

Para $T_a < T_n < T_c$ a pseudo-aceleração A é superior a $\ddot{u}_g$, podendo-se considerar que o coeficiente de amplificação depende sobretudo de T_n e ξ . No intervalo compreendido entre T_b e T_c o factor de amplificação depende só de ξ e A é aproximadamente constante;

Para $T_c < T_n < T_d$ a pseudo-velocidade V pode ser tomada como uma constante de valor $\dot{u}_0$, dependendo a sua amplificação apenas do coeficiente de amortecimento ξ ;

Para $T_d < T_n < T_e$ D ultrapassa frequentemente u_{g0} mas é considerado constante, dependendo o seu valor de ξ ;

Para $T_e < T_n < T_f$ tal como no caso anterior D ultrapassa frequentemente u_{g0} mas é considerado constante, dependendo agora o seu valor de ξ e T_n ;

Para $T_n > T_f$ e para qualquer valor de ξ A tende a ser muito pequeno e D tende para u_{g0} . Este facto deve-se ao facto de o período ser tão longo que o sistema acaba por estar parado enquanto o solo por baixo dele se move;

O espectro divide-se então em 3 partes:

- Entre T_a e T_c o espectro é mais sensível à aceleração, pois a resposta da estrutura está mais relacionada com esta grandeza;
- Entre T_c e T_d o espectro é mais sensível à velocidade, pois a resposta da estrutura está mais sensível a esta grandeza;
- Para $T_n > T_d$ o espectro torna-se principalmente sensível ao deslocamento;

Este espectro no entanto não tem uma aproximação muito grande ao espectro actual, pois um espectro idealizado traz grandes benefícios apenas se for representativo de muitos sismos.

Os vários períodos representados na Figura 2.17 dependem essencialmente dos valores de pico do deslocamento, aceleração e velocidade. Estes valores físicos dependem por sua vez das características do terreno onde se situa a estrutura, das características geológicas desde o foco do sismo até à estrutura, da magnitude do sismo e da distância da falha ao local em análise.

As relações $u_{g0}/\dot{u}_{g0}$ e $\dot{u}_{g0}/\ddot{u}_{g0}$ também são muito dependentes da distância a que está a falha que dá origem ao sismo. Quanto mais longe esta estiver, maior será a relação $u_{g0}/\dot{u}_{g0}$ e menor a relação $\dot{u}_{g0}/\ddot{u}_{g0}$. Como consequência disto vem que os espectros de resposta para sismos próximos ou distantes também serão muito diferentes.

Relativamente ao amortecimento este será tanto mais importante quanto mais próximo da região sensível à velocidade a estrutura estiver. Se a solicitação sísmica for aproximadamente harmónica durante um elevado número de ciclos, então o amortecimento terá um valor ainda maior, principalmente se o sistema estiver próximo da ressonância. O efeito do ξ será tanto mais vincado quanto menor for o seu valor, ou seja, um aumento de 3% para 5% causa uma variação na resposta bastante superior ao aumento de 13% para 15% por exemplo.

3

ASPECTOS FUNDAMENTAIS DO EUROCÓDIGO 8 NO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS

3.1. SUMÁRIO

Ao longo deste capítulo são abordados os pontos essenciais da regulamentação que entrará brevemente em vigor, o Eurocódigo8, sendo focada essencialmente a parte 1, que aborda as regras gerais para dimensionamento sísmico de edifícios. Pontualmente são também realizadas comparações com os regulamentos ainda em vigor (REBAP e RSA).

Neste capítulo é também realizada uma análise dos pontos do EC8 no sentido de se avaliar qual o método de análise ou classe de ductilidade aço a considerar no projecto de forma a ser possível obter uma estrutura segura, económica e com bom comportamento sísmico após esta ocorrência.

3.2. OBJECTIVOS E REGRAS GERAIS DO EUROCÓDIGO8

O EC8, no seu âmbito geral, tem como principal preocupação e objectivo a protecção da vida humana. No entanto não se pode dizer que ele apenas se preocupe com isto, pois este regulamento claramente apresenta mais duas exigências de desempenho que são o da limitação de danos após o fenómeno sísmico e o garantir que os principais edifícios para a protecção civil se mantêm operacionais.

Este regulamento aconselha que as estruturas sejam feitas cumprindo os seguintes requisitos básicos:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância;
- Resistência e rigidez adequadas nas duas direcções;
- Resistência e rigidez à torção;
- Diafragmas rígidos no plano;
- Fundação adequada.

Para que os estados limites últimos sejam assegurados é pressuposto que o edifício em causa tenha a resistência e a capacidade de dissipação de energia prevista. “ A verificação deste estado limite ... admite explicitamente que a capacidade resistente máxima em algumas secções possa ser atingida, o que implica que deixa de ser válido o comportamento linear das estruturas e que, consequentemente, se verificam incursões no comportamento não linear. No entanto, para que estas incursões ocorram sem que se verifique colapso estrutural é necessário que, por um lado, nas secções em que se admite

que a não linearidade ocorra se disponha de uma ductilidade adequada e que, por outro, se garanta que o sistema estrutural se encontra dimensionado de modo a que permita que essas incursões se venham a desenvolver, de facto, nas secções que dispõem de ductilidade. “ (Delgado, 2006).

3.3. ACÇÃO SÍSMICA

As experiências do passado mostram-nos repetidamente que uma análise linear estática não consegue assegurar uma correcta dissipação de energia nas estruturas, bem como uma distribuição dos danos causados em edifícios irregulares, isto é, com elevado grau de assimetria ou com pisos recuados.

Dependendo do tipo de estrutura que se esteja a analisar, bem como do tempo que se espere que a estrutura esteja activa, um certo grau de dano pode ser admitido. Por esta razão o EC8 admite um factor de comportamento q que é um factor redutor da acção sísmica. Este factor está directamente envolvido na grandeza do espectro de resposta.

Devemos no entanto estar cientes que durante um sismo real de grande magnitude as deformações envolvidas podem ser muito superiores às de projecto, por isso, todos os cálculos realizados tendo em conta as forças reduzidas podem não garantir um correcto funcionamento da estrutura.

3.3.1. ZONAMENTO SÍSMICO

O anexo nacional relativo ao EC8 prevê o zonamento sísmico de Portugal para um duplo cenário de acção sísmica. No caso de um sismo afastado (sismo inter-placas) são previstas 5 zonas, enquanto no caso de um sismo próximo (intraplaca) são referidas apenas 3. Este zonamento é visível na Figura 3.1.

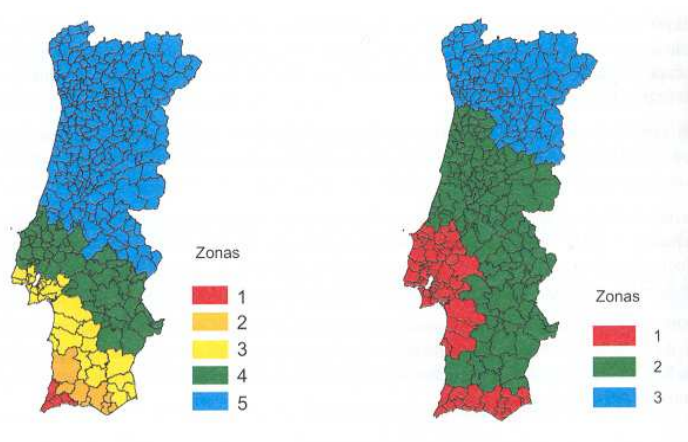


Figura 3.1 – Zonamento sísmico da NP EN 1998-1 para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplaca (à direita) (Carvalho, 2007)

O anexo nacional define ainda quais são os valores da aceleração máxima de referência a_{gR} para as diferentes zonas.

3.3.2. ESPECTROS DE RESPOSTA

O movimento sísmico de um ponto da superfície terrestre é caracterizado pelo espectro de resposta de acelerações elástico. O EC8 prevê a utilização de 2 destes espectros. O espectro tipo I está associado a eventos sísmicos de magnitude moderada ou elevada e grande distância focal, enquanto o espectro do tipo II está associado a sismos de magnitude inferior associada a uma menor distância focal. O

espectro tipo de resposta está representado na Figura 3.2 enquanto na Figura 3.3 e na Figura 3.4 se apresentam as diferenças, em termos de forma, entre os espectros de resposta para a acção tipo I e tipo II, bem como para as diferentes classes de solo previstas no regulamento. Os 2 últimos espectros citados têm por base um coeficiente de amortecimento $\xi = 5\%$.

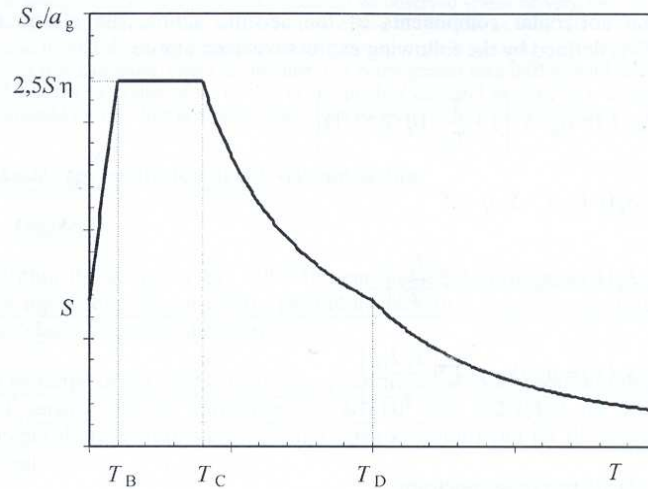


Figura 3.2 – Forma do espectro de resposta elástico (Eurocode 8, 2004)

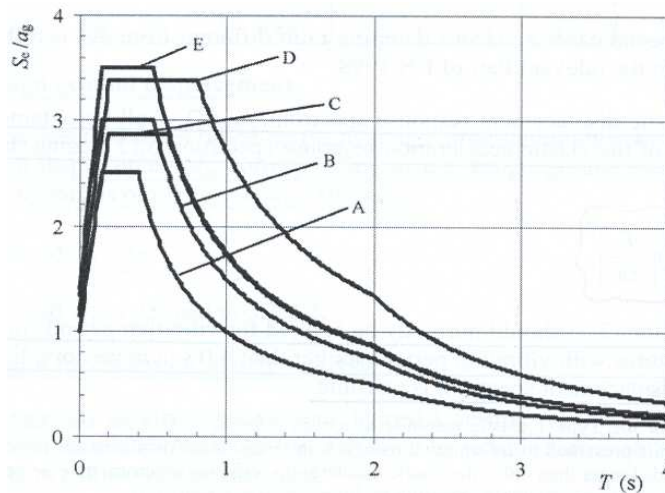


Figura 3.3 – Forma do espectro de resposta elástico - acção tipo 1 (Eurocode 8, 2004)

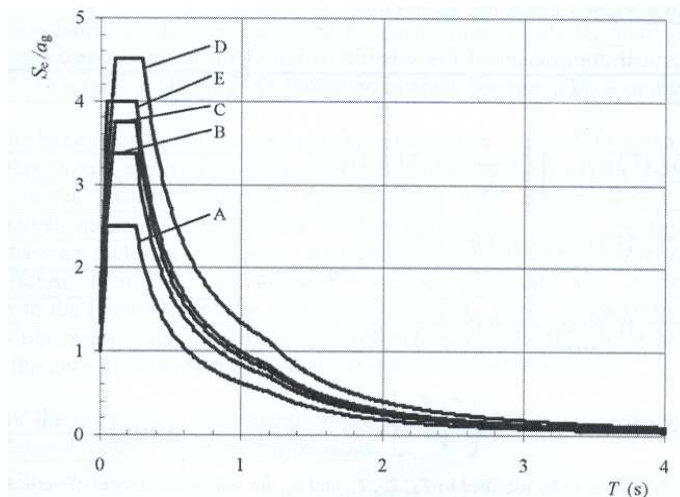


Figura 3.4 – Forma do espectro de resposta elástico – acção tipo 2 (Eurocode 8, 2004)

Sendo:

$S_e(T)$ - Espectro de resposta elástico;

T - Período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade;

a_g - Aceleração de projecto do solo para solos do tipo A. Esta aceleração depende da classe de importância do edifício em causa.

T_B - Limite inferior do período do ramo espectral de aceleração constante;

T_C - Limite superior do período do ramo espectral de aceleração constante;

T_D - Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S - Factor do solo;

η - Factor de correcção do amortecimento. Toma valor unitário se o amortecimento for de 0,05.

Para as componentes horizontais da acção sísmica o espectro de projecto é definido pelas equações (3.1) a (3.4).

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.4)$$

Sendo:

$S_d(T)$ - Espectro de projecto;

q - Factor de comportamento

β - Factor de limite inferior para o espectro de resposta horizontal.

3.3.3. COMBINAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS ACÇÕES

Na análise sísmica o regulamento impõe que as forças de inércia sejam avaliadas através da combinação $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$.

Em que:

" + " - Implica "estar combinado com";

$\psi_{E,i}$ - É o coeficiente de combinação da acção variável i definido por:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (3.5)$$

Em que:

φ - Parâmetro que depende do tipo de acção variável aplicado ao edifício.

A combinação final de acções é $\sum G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$

Em que:

$G_{k,j}$ - Valor característico da acção permanente j

P - Acção do pré-esforço

A_{Ed} - Valor de projecto da acção sísmica

$Q_{k,i}$ - Valor característico da acção variável i

3.4. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

3.4.1. CLASSES DE DUCTILIDADE

As verificações necessárias ao estado limite último estão relacionadas com a relação entre resistência e ductilidade dos elementos estruturais. No EC8 a relação entre a resistência e a capacidade que a estrutura tem de dissipar energia é traduzida pelo coeficiente de comportamento q e depende da classe de ductilidade utilizada.

Este regulamento possibilita a utilização 3 classes de ductilidade, que permitem estabelecer um balanço entre a complexidade da estrutura e o coeficiente de redução da acção sísmica. Estas 3 classes de ductilidade são a baixa (DC/Low), a média (DC/Medium) e a elevada (DC/High). Simplificadamente a baixa ductilidade implica maiores forças sísmicas de cálculo, envolvendo uma menos complicada realização dos pormenores, enquanto a alta ductilidade considera menores forças

sísmicas combinadas com uma elevada qualidade de realização dos pormenores, envolvendo também métodos de cálculo mais complexos.

Para a classe de ductilidade baixa, à excepção de restrições relativas aos materiais, não são definidas exigências diferentes das que o EC2 propõe para dimensionamento e pormenorização, sendo este caso semelhante ao previsto no REBAP em que também não são feitas exigências adicionais às estruturas de betão armado de ductilidade normal. Devido a isto as estruturas dimensionadas para a ductilidade DCL possuem uma reduzida capacidade de dissipação de energia, no entanto o coeficiente de comportamento deverá ser superior à unidade ($q=1,5$ a 2 sendo que 2 só em casos especiais de estruturas metálicas ou mistas e $1,5$ deverá ser o valor adoptado para estruturas de betão armado), devido à sobre-resistência que o dimensionamento corrente geralmente impõe (overstrenght).

Para as restantes classes de ductilidade (DCM e DCH) os coeficientes de comportamento são naturalmente superiores, sendo que as estruturas dimensionadas com estas classes se designam por “estruturas dissipativas”. Neste caso o EC8 já diverge um pouco de REBAP que prevê uma classe de ductilidade normal, que é equivalente à de ductilidade DCL do EC8, e uma de ductilidade alta, que é mais próxima das ductilidades DCM e DCH.

3.4.2. MÉTODOS DE ANÁLISE

A correcta escolha do método de análise é um factor fundamental no dimensionamento sísmico, pois uma escolha errada pode conduzir a valores de cálculo desadequados.

A nova regulamentação prevê a possibilidade de utilização de várias metodologias de análise, sendo maior o grau de exigência em termos de complexidade do modelo e da análise quanto maior for a irregularidade da estrutura, tanto em planta como em altura.

Nestes métodos são ainda tidos em conta os efeitos de torção acidentais, onde o centro de massa de cada piso deve ser deslocado da sua posição nominal em cada direcção por uma excentricidade accidental (ver equação (3.6)).

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.6)$$

Em que:

e_{ai} - Excentricidade accidental da massa do piso i relativamente à sua posição nominal, aplicada na mesma direcção a todos os pisos;

L_i – Dimensão do piso na direcção perpendicular à direcção da acção sísmica considerada.

O EC8 prevê então as seguintes metodologias de análise:

- Método das forças horizontais;
- Método da sobreposição modal;
- Métodos não lineares.

O método das forças horizontais tem um campo de aplicabilidade menor que os restantes, pois apenas pode ser aplicado em edifícios em que a resposta da estrutura não seja muito afectada por modos de vibração superiores ao primeiro para cada direcção principal. No novo regulamento considera-se que este requisito é cumprido se o edifício for regular em altura e se o período fundamental de vibração T_1 respeitar a equação (3.7):

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2s \end{cases} \quad (3.7)$$

O método da sobreposição modal é mais abrangente e pode ser usado nos casos em que o método das forças horizontais não é aplicável. Este método prevê que todos os modos que contribuem significativamente para a resposta sejam tidos em conta. Para isso têm de ser satisfeitos os seguintes parâmetros:

- A soma das massas modais efectivas tem de ser pelo menos 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com uma massa modal superior a 5% da massa total da estrutura devem ser tidos em conta;

Caso estes parâmetros não possam ser cumpridos, como é o caso de edifícios com grande contribuição dos modos de torção, devem ser verificadas as condições impostas pelas equações (3.8) e (3.9):

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3.8)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (3.9)$$

Em que:

K - Número de modos a ter em consideração

n - Número de pisos acima da fundação

T_k - Período de vibração no modo k

O regulamento permite ainda a utilização de métodos de aproximação para o valor máximo do efeito em consideração (forças, deslocamentos...), como é o caso da combinação quadrática completa, sempre que o método da raiz quadrada da soma dos quadrados não for suficientemente aproximado, facto este que acontece quando os modos de vibração têm períodos muito próximos.

3.4.3. COMBINAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO SÍSMICA

A resposta da estrutura deve ser avaliada separadamente para as várias componentes da acção sísmica.

Os efeitos da acção sísmica devidos à combinação das componentes horizontais podem ser obtidos a partir de duas combinações similares (ver equações (3.10) e (3.11)):

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (3.10)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.11)$$

Em que:

E_{Edx} - Efeito da acção sísmica ao longo do eixo horizontal da estrutura tomado como x ;

E_{Edy} - Efeito da acção sísmica ao longo do eixo horizontal da estrutura tomado como y .

3.4.4. CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS E LIMITAÇÃO DE "DRIFTS"

O deslocamento da estrutura pode ser avaliado pela equação (3.12)

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (3.12)$$

Em que:

d_s - Deslocamento de um ponto da estrutura devido à acção sísmica a que este se encontra sujeita;

q_d - Factor de comportamento dos deslocamentos, que em geral assume o valor de q ;

d_e - Deslocamento de um ponto da estrutura, devido à acção sísmica a que este se encontra sujeita, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta.

O EC8 impõe ainda que se limite o valor do deslocamento relativo entre os pisos de forma a que em caso de ocorrência de um evento sísmico a estrutura possa ser economicamente recuperável. Estes limites são garantidos através do cumprimento das equações (3.13) a (3.15), que têm em conta as características dos elementos não estruturais do edifício:

- Edifícios com elementos frágeis ligados à estrutura;

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (3.13)$$

- Edifícios que possuam elementos não estruturais dúcteis;

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (3.14)$$

- Edifícios com elementos não estruturais de tal forma que não interfiram com a deformação do edifício, ou sem elementos estruturais:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad (3.15)$$

Em que:

d_r - Deslocamento relativo entre pisos calculado a partir de d_s ;

v - Coeficiente que depende da zona do país e da classe de importância do edifício;

h - Altura do piso.

Os valores de v adoptados no anexo nacional são os recomendados pelo EC8, valendo 0,4 para edifícios de classe de importância 3 ou 4 e 0,5 para edifícios da classe de importância 1 ou 2.

3.4.5. RELAÇÃO ENTRE MOMENTOS RESISTENTES

Para garantir que a rotura da estrutura no caso de ocorrer se processa através de um mecanismo de colapso pilar forte / viga fraca é recomendado que se cumpra a regra enunciada pela equação (3.16):

$$\sum M_{RC} \geq 1,3 \cdot \sum M_{RB} \quad (3.16)$$

Em que:

$\sum M_{RC}$ - Somatório dos momentos resistentes dos pilares num nó;

$\sum M_{RB}$ - Somatório dos momentos resistentes das vigas num nó.

3.5. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

3.5.1. TIPOS ESTRUTURAIS

Os tipos estruturais considerados no EC8 são os seguintes:

- Sistema de Paredes - sistema estrutural no qual os carregamentos verticais e laterais são principalmente resistidos por paredes estruturais, sejam elas acoplado ou não, no qual a resistência ao esforço transversal do edifício na base excede 65% do total de resistência ao esforço transversal do sistema estrutural. A parcela de esforço transversal resistente referida pode no entanto ser substituída pela fracção das forças de corte presentes na combinação que envolve a acção sísmica;
- Sistema de Paredes Acopladas - sistema estrutural composto por duas ou mais paredes, unidas num padrão regular por vigas de adequada ductilidade, capazes de reduzir até um máximo de 25% o somatório dos momentos de flexão na base das paredes individuais em relação ao caso de estas estarem a actuar separadamente;
- Pórticos - sistema estrutural no qual os carregamentos verticais e laterais são principalmente resistidos por pórticos espaciais, nos quais a resistência ao esforço transversal do edifício na base excede 65 % o do total de resistência ao esforço transversal do sistema estrutural;
- Estruturas mistas pórtico-parede - sistema estrutural em que a carga vertical é essencialmente resistida por um pórtico espacial e a resistência a cargas laterais é providenciada em parte pelo pórtico e em parte por paredes estruturais, sejam elas acopladas ou não;
- Sistemas de rigidez concentrada (“core systems”) - Sistema de paredes ou estruturas mistas pórtico-parede que não possuem um mínimo de rigidez à torção;
- Sistemas de pêndulo invertido - sistema em que 50% ou mais da massa está no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a dissipação de energia tem lugar sobretudo na base de um único elemento do edifício.

3.5.2. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

A expressão geral que define o coeficiente de comportamento para acções sísmicas horizontais em estruturas regulares em altura é expressa na equação (3.17):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.17)$$

Em que,

q_0 - Valor básico do coeficiente de comportamento, dependendo do tipo de sistema estrutural e da regularidade em altura

k_w - Factor que reflecte o modo de rotura no caso de sistemas estruturais com paredes. Este coeficiente varia entre 0,5 (paredes muito compactas) e 1 (sistemas mistos pórtico-parede).

Os valores básicos de coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura estão representados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores básicos do coeficiente de comportamento

Sistema Estrutural	DCM	DCH
Pórticos, Estruturas mistas pórtico-parede e Paredes Acopladas	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Paredes	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistemas de rigidez concentrada	2,0	3,0
Sistemas em pêndulo invertido	1,5	2,0

Em que:

α_1 - Valor pelo qual a acção sísmica horizontal de projecto deve ser multiplicada de forma a atingir a resistência à flexão de qualquer elemento da estrutura, enquanto todas as outras acções de projecto se mantêm constantes.

α_u - Valor pelo qual a acção sísmica horizontal de projecto deve ser multiplicada de forma a formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para se desenvolver a instabilidade total da estrutura, enquanto todas as outras acções permanecem constantes. O valor α_u pode ser obtido por uma análise global não linear (pushover).

α_u / α_1 - Quociente entre a força que provoca a formação da primeira rótula plástica e a força que leva à formação de um mecanismo, reflectindo então a sobre-resistência da estrutura, ou seja, o endurecimento que esta experimenta após a formação da primeira rótula plástica). Este quociente está limitado no EC8 ao valor máximo de 1,5. No entanto este regulamento propõe valores para este quociente, dependentes do tipo estrutural em análise.

Se as estruturas não forem regulares em altura os valores da tabela devem ser reduzidos em 20%. Esta redução deve-se ao facto de nestes casos a ocorrência de concentrações desfavoráveis não-lineares ser mais provável, sendo então necessária uma maior ductilidade local, mesmo mantendo-se a ductilidade global. Na regulamentação actualmente em vigor este tipo de penalização não é contemplado.

Relativamente à classe DCL os valores de coeficiente de comportamento previstos no EC8 são claramente inferiores aos do REBAP (ductilidade normal), sendo esta discrepância principalmente visível no caso dos pórticos em que o EC8 propõe um valor de 1,5 e o REBAP um valor de 2,5.

Para a classe de ductilidade DCM os valores do EC8 e do REBAP (ductilidade melhorada) são mais próximos, embora neste caso o EC8 tenha valores tendencialmente superiores.

Para a classe DCH os valores previstos pelo EC8 para o coeficiente de comportamento são claramente superiores aos do REBAP (ductilidade melhorada), devendo-se isto principalmente à muito maior exigência em termos de pormenorização presente no EC8.

É no coeficiente de comportamento que reside uma das grandes diferenças entre as 3 classes de ductilidade. No caso da ductilidade baixa este valor é muito restritivo (1,5) levando a que a estrutura tenha de ser projectada para esforços de cálculo muito elevados, no entanto para as classes mais elevadas já assume valores superiores que levam a um decréscimo substancial de esforços. Por outro lado quanto mais elevada é a classe de ductilidade mais restrições e regras existem para que haja garantia que nas zonas críticas essa ductilidade esteja disponível, levando a um esforço de cálculo e interpretação substancialmente superior à classe DCL.

3.5.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ESTRUTURAS RETICULADAS

Neste sub-capítulo são analisadas algumas das regras mais importantes presentes no EC2 e EC8 relativas a vigas, pilares e paredes, sob o ponto de vista de condicionantes geométricas, quantificação dos efeitos das acções de cálculo e verificações ao estado limite último. Esta análise é feita para as 3 classes de ductilidade em estudo.

Para a classe de ductilidade baixa o EC8 só impõe regras ao nível das características dos materiais.

3.5.3.1. Vigas

Condicionantes Geométricas

O EC8 impõe restrições geométricas em vigas que se prendem fundamentalmente com o controlo da sua largura. Esta dimensão vem limitada em função da dimensão do pilar perpendicularmente à viga e da própria altura desta, sendo que esta regra se aplica de forma idêntica às classes DCM e DCH. Só é imposta uma largura mínima na classe de ductilidade mais alta. Estas regras estão explícitas nas equações (3.18) e (3.19) da Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Condicionantes geométricas em vigas

Parâmetro	DCL	DCM	DCH	
Largura máxima	-	$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2 \cdot b_c\}$		(3.18)
Largura mínima	-	-	$b_w \geq 200mm$	(3.19)

Em que:

b_w - Largura da alma da viga;

b_c - Maior dimensão transversal do pilar, normal ao eixo longitudinal da viga;

h_w - Altura da viga,

A equação (3.18) apenas tem de ser cumprida no caso de que querer tirar vantagem do efeito de compressão proporcionado pelos pilares na armadura que passa pelos nós.

Nenhuma destas regras é no entanto muito limitativa visto que em situações de edifícios correntes não é normal estes limites serem ultrapassados.

Efeitos da acção de projecto

Para a classe DCL, tal como já foi referido, não são necessárias regras especiais além das prescritas pelo EC2, excepto relativamente às características dos materiais, pelo que a temática abordada de seguida só é aplicável às 2 classes de ductilidade mais altas.

Os valores do esforço axial e momentos flectores nas vigas podem ser obtidos directamente a partir da análise da estrutura mas as forças de corte devem ser determinadas de acordo com a regra da capacidade resistente, tendo por base o equilíbrio da viga sob a acção das cargas verticais da combinação sísmica e considerando os momentos de extremidade $M_{i,d}$ correspondentes à formação de rótulas plásticas nos sentidos possíveis de actuação sísmica. O cálculo dos momentos flectores $M_{i,d}$ é feito com base na capacidade resistente de cálculo das vigas e pilares que convergem no nó e é obtido através da equação (3.20).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1,0, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (3.20)$$

Em que:

γ_{Rd} – Factor que tem em conta uma possível sobre-resistência do aço devido ao seu endurecimento, assumindo o valor de 1,0 para ductilidade média e 1,2 para ductilidade alta;

$M_{Rb,i}$ - Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i , tendo em consideração o sentido da acção sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ - Somatório dos valores dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e das vigas no nó. O valor de $\sum M_{Rc}$ deve ser avaliado tendo em consideração os esforços axiais nos pilares correspondentes à combinação que envolve a acção sísmica.

Com os valores máximos dos momentos $M_{i,d}$, positivos e negativos, que se podem desenvolver nas extremidades da viga e conhecendo o valor da carga vertical sobre a mesma na combinação sísmica é possível obter os valores máximos e mínimos do esforço transversal.

O método para a obtenção do esforço transversal de cálculo está esquematizado na Figura 3.5.

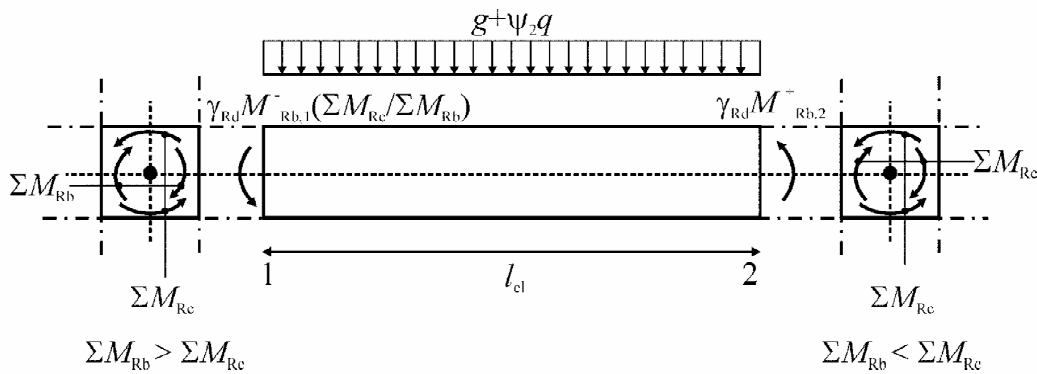


Figura 3.5 – Esquema de cálculo do esforço transversal em vigas (Eurocode 8, 2004)

O valor do esforço transversal obtido por este método deve ser comparado com o valor do mesmo esforço na combinação que tem por acção variável de base a sobrecarga sendo depois o dimensionamento feito com o maior dos 2 valores.

Este método embora possibilite encontrar os valores dos momentos que se vão desenvolver na estrutura e consequentemente o esforço transversal, podendo-se assim prevenir roturas frágeis, tem como desvantagem ser muito mais trabalhoso pois obriga previamente ao cálculo do momento resistente máximo positivo e negativo nos apoios, bem como à posterior realização das equações de equilíbrio das vigas. Este problema pode ser atenuado recorrendo à programação, por exemplo em Excel, sendo certo no entanto que o esforço de cálculo na resolução deste problema é muito superior à necessária no caso de estarmos a trabalhar com a classe DCL.

O método atrás referido constitui assim uma das principais desvantagens associadas à escolha das classes de ductilidade mais elevadas no projecto de edifícios.

Verificação ao estado limite último

Os Eurocódigos 2 e 8 prescrevem um conjunto de regras para o dimensionamento de vigas. As principais regras relativas à armadura longitudinal são resumidas na Tabela 3.3 para cada uma das classes de ductilidade previstas.

Tabela 3.3 – Quadro resumo das regras relativas à armadura longitudinal para verificação aos ELU de vigas

Parâmetro	DCL	DCM	DCH	
l_{crit} (zona crítica)	-	h_w	$1,5 \cdot h_w$	(3.21)
Armadura máxima de tracção	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$			(3.22)
	-	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ (zonas críticas)		(3.23)
Armadura mínima de compressão (zona crítica)	-	$\frac{A'_s}{A_s} \geq 0,5$		(3.24)
Armadura mínima de tracção	$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,0013 \cdot b_t \cdot d\right)$			(3.25)
	-	$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right)$		(3.26)
Armadura mínima por face	$A_s \geq 2\phi 14 / face$			(3.27)
Armadura mínima na face superior	-	-	$A_{s,min}^{sup} \geq \frac{A_{s,max}^{sup}}{4}$	(3.28)
Armadura mínima na face inferior	$A_{s,min}^{inf} \geq \frac{A_{s,max}^{inf}}{4}$			(3.29)

Em que:

l_{crit} – Comprimento da região crítica;

h_w - Altura da viga em mm;

A'_s - Área efectiva de armadura na zona de compressão;

A_s - Área efectiva de armadura na zona de tracção;

$A_{s,max}$ - Área máxima de armadura longitudinal de tracção;

A_c - Área da secção transversal da viga;

ρ_{max} - Máxima taxa de armadura de tracção;

ρ' - Taxa de armadura de compressão;

μ_ϕ - Factor de ductilidade relativo à curvatura;

$\varepsilon_{sy,d}$ - Valor de cálculo para a extensão de plastificação do aço;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado;

d - Altura útil da viga;

b_t - Largura média da zona traccionada;

$A_{s,min}$ - Área mínima da armadura longitudinal de tracção;

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção aos 28 dias;

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço;

ρ_{min} - Mínima taxa de armadura de tracção;

$A_{s,min}^{inf}$ - Área efectiva mínima da armadura inferior em todo o vão;

$A_{s,max}^{inf}$ - Área efectiva máxima da armadura inferior em todo o vão;

$A_{s,min}^{sup}$ - Área efectiva mínima da armadura superior em todo o vão;

$A_{s,max}^{sup}$ - Área efectiva máxima da armadura superior em todo o vão.

Como se pode observar na Tabela 3.3, para as 2 classes de ductilidade mais altas, além de ser necessário cumprir todas as regras do EC2 é necessário respeitar ainda várias regras mais restritivas definidas no EC8.

A equação (3.21) define um comprimento da região crítica que vai aumentando com a classe de ductilidade, obrigando então a um maior prolongamento da armadura longitudinal necessária para garantia de ductilidade.

As equações (3.22) e (3.23) limitam a armadura de tracção, sendo que a primeira acaba por não ser condicionante em geral pois não é de todo usual usar taxas de armadura tão elevadas em viga. A segunda, por outro lado, já é bastante condicionante principalmente na classe de ductilidade mais elevada pois se a armadura de tracção necessária for bastante elevada isto pode levar a que seja necessário aumentar a armadura de compressão nas zonas críticas ou mesmo à modificação das dimensões da secção transversal da viga.

A equação (3.24) impõe uma relação mínima entre a armadura de compressão e de tracção podendo conduzir a um aumento da armadura inferior próxima dos apoios, principalmente para a classe DCM. No entanto esta regra em geral acaba por não ser muito condicionante e conduz efectivamente a uma melhoria da ductilidade nessas zonas.

As equações (3.25) e (3.26) controlam a armadura mínima de tracção mas não são muito limitativas, embora no caso de o momento reduzido da viga ser relativamente baixo isso possa implicar um ligeiro aumento da armadura aquando da aplicação da segunda equação.

As equações (3.27) a (3.29) pretendem garantir uma armadura mínima em toda a viga. A obrigatoriedade de usar pelo menos $2\phi 14$ por face na prática vai implicar a utilização de $2\phi 16$ visto o diâmetro anterior não ser corrente em Portugal. A equação (3.28) levará muito possivelmente ao aumento da armadura superior a meio vão, facto este que só acontece na classe DCH visto ser esta a única classe de ductilidade abrangida por esta regra.

As principais regras relativas à armadura transversal são apresentadas na Tabela 3.4 para as 3 classes de ductilidade previstas.

Tabela 3.4 – Quadro resumo das regras relativas à armadura transversal para verificação aos ELU de vigas

Diâmetro	DCL	DCM	DCH	
Diâmetro mínimo dos estribos (zona crítica)	-	$d_{bw} \geq 6mm$		(3.30)
Espaçamento máximo dos estribos (em geral)		$S_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$		(3.31)
Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica)	-	$S_{l,max} = \min \begin{cases} h_w/4 \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225mm \\ 8 \cdot d_{bl} \end{cases}$	$S_{l,max} = \min \begin{cases} h_w/4 \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 175mm \\ 6 \cdot d_{bl} \end{cases}$	(3.32)
Posição do primeiro estribo	-	$S_l \leq 50mm$		(3.33)
Valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{Rd,c}$ para elementos nos quais não é necessária armadura de esforço transversal		$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$		(3.34)
$V_{Rd,c}$ mínimo		$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		(3.35)
Esforço transversal resistente máximo $V_{Rd,max}$		$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$		(3.36)
Esforço transversal resistente $V_{Rd,s}$		$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$		(3.37)
Valor de $\cot \theta$ para a verificação ao esforço transversal		$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$		(3.38)
	-	-	$\cot \theta = 1$	(3.39)

Em que:

d_{bw} - Diâmetro dos estribos;

$S_{l,max}$ - Espaçamento máximo entre estribos;

S_l - Distância do primeiro estribo à face do apoio (pilar);

α - Inclinação das armaduras de esforço transversal em relação ao eixo longitudinal da viga;

d_{bl} - Mínimo diâmetro dos varões longitudinais;

z - Braço do binário das forças interiores;

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

Tal como para a armadura longitudinal também para a transversal o EC8 prevê regras bem mais condicionantes que o EC2 como é facilmente observável na Tabela 3.4.

A limitação do diâmetro mínimo através da equação (3.30) acaba por não ser limitativa pois não é usual utilizar-se estribos inferiores a esse diâmetro.

O espaçamento máximo dos estribos na secção crítica considerado na equação (3.32) pode ser só por si bastante limitativo levando a um aumento considerável da armadura nessa zona. No entanto fora

dessa área crítica as limitações são as mesmas para as 3 classes de ductilidade, sendo obtidas através do EC2.

A equação (3.33) referente à posição do primeiro estribo apenas é uma disposição adicional pois em nada altera a quantidade de armadura necessária para a segurança estrutural.

A imposição de $\cot \theta = 1$ para a classe DCH (equação (3.39)) leva à necessidade de uma armadura de esforço transversal substancialmente superior à que se obteria com um ângulo θ maior.

3.5.3.2. Pilares

Condicionantes Geométricas

O EC8 impõe restrições geométricas em pilares relativas às dimensões da secção transversal. Estas dimensões vêm limitadas em função da distância entre o ponto de inflexão e os extremos do pilar, sendo que esta regra se aplica de forma idêntica às classes DCM e DCH. Só é imposta uma largura mínima na classe de ductilidade mais alta. Estas regras são resumidas na Tabela 3.5 para as 3 classes de ductilidade.

Tabela 3.5 – Condicionantes geométricas em pilares

Parâmetro	DCL	DCM	DCH	
Largura mínima	-	b_c, h_c devem ser maiores que $1/10$ da maior distância entre o ponto de inflexão e os extremos do pilar		(3.40)
	-	-	$b_c, h_c \geq 250mm$	(3.41)

Em que:

b_c, h_c - Dimensões da secção transversal do pilar.

A restrição expressa por (3.41) pode em certos casos ter implicações do ponto de vista arquitectónico podendo assim reflectir-se numa condicionante deste ponto de vista.

Efeitos da acção de projecto

Para a classe DCL, tal como já foi referido, não são necessárias regras especiais além das prescritas pelo EC2, excepto relativamente às características dos materiais, pelo que a temática abordada de seguida só é aplicável às 2 classes de ductilidade mais altas, tal como nas vigas.

Os valores do esforço axial e momentos flectores nos pilares podem ser obtidos directamente a partir da análise da estrutura mas as forças de corte devem ser determinadas de acordo com a regra da capacidade resistente, tendo por base o equilíbrio do pilar sob a acção dos momentos de extremidade $M_{i,d}$ correspondentes à formação de rótulas plásticas e tendo em consideração os esforços axiais correspondentes à combinação que envolve a acção sísmica. O cálculo do momento $M_{i,d}$ é feito com base na capacidade resistente de cálculo dos pilares e vigas que convergem no nó e é obtido através da equação (3.42).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (3.42)$$

Em que:

γ_{Rd} – Factor que tem em conta uma possível sobre-resistência do aço devido ao seu endurecimento, assumindo o valor de 1,1 para ductilidade média e 1,3 para ductilidade alta;

$M_{Rc,i}$ - Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i , tendo em consideração o sentido da acção sísmica;

ΣM_{Rc} e ΣM_{Rb} - Somatório dos valores dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e das vigas no nó. O valor de ΣM_{Rc} deve ser avaliado tendo em consideração os esforços axiais nos pilares correspondentes à combinação que envolve a acção sísmica.

Com os máximos $M_{i,d}$, positivos e negativos, que se podem desenvolver nas extremidades do pilar é então possível obter os esforços transversos máximos e mínimos.

O método para a obtenção do esforço transversal de cálculo está esquematizado na Figura 3.6.

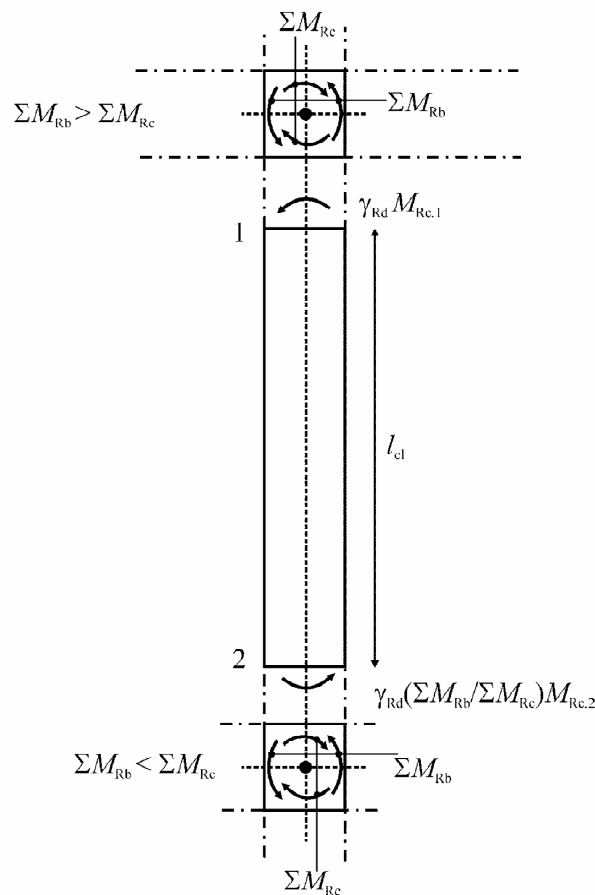


Figura 3.6 – Esquema de cálculo do esforço transversal em pilares (Eurocode 8, 2004)

Tal como já foi visto para as vigas, também aqui este método não é expedito, levando a uma complexidade de cálculo e de rotinas elevada, apresentando-se mais uma vez como uma desvantagem considerável de projecto com altas ductilidades em relação ao projecto com DCL.

Verificação ao estado limite último

Os Eurocódigos 2 e 8 prescrevem uma série de normas para o dimensionamento de pilares. As principais regras relativas à armadura longitudinal estão presentes nas equações (3.43) a (3.48) da Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Quadro resumo das regras relativas à armadura longitudinal para verificação aos ELU de pilares

Parâmetro	DCL	DCM	DCH	
Máximo esforço axial reduzido v_d	-	0,65	0,55	(3.43)
Armadura longitudinal máxima	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$			(3.44)
Armadura longitudinal mínima	$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}, 0,002 \cdot A_c \right\}$			(3.45)
	-	$\rho = 0,01$	$\rho = 0,01$	(3.46)
Distância máxima entre varões longitudinais	150 mm entre um varão travado e um não travado			(3.47)
		200 mm entre 2 varões cintados	150 mm entre 2 varões cintados	(3.48)

Em que:

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal de compressão;

v_d - Esforço axial reduzido;

A_c - Área da secção transversal do pilar;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência da armadura;

ρ - Rácio da armadura longitudinal no pilar.

Para as classes de ductilidade mais altas o esforço axial reduzido é limitado aos valores expressos na equação (3.43) apenas para as combinações sísmicas. Estas grandezas embora sejam algo limitativas, raramente serão atingidas em edifícios correntes, pois isso implicaria que na combinação que possui como acção variável de base a sobrecarga o v_d fosse muito elevado, trazendo então problemas a longo prazo em alguns parâmetros (p. ex: fluência).

A armadura longitudinal máxima (ver equação (3.44)) não é problemática pois geralmente os pilares têm uma taxa de armadura substancialmente menor.

Os valores de armadura longitudinal mínima para as ductilidades mais elevadas, expressos na equação (3.46), podem em certos casos ser bastante penalizadores, em particular quando temos de pilares mais robustas, nas quais às necessidades de armadura para fazer face ao esforço de cálculo podem ser substancialmente inferiores.

A distância máxima entre varões cintados vai diminuído à medida que se aumenta a classe de ductilidade (ver equações (3.47) e (3.48)), pelo que, no caso do pilar não necessitar de armadura

longitudinal pelo cálculo, terá ainda assim de cintar grande parte dos seus varões, podendo assim esta regra ser bastante penalizadora em relação às armaduras transversais.

As principais normas relativas à armadura transversal são resumidas na Tabela 3.7 para as 3 classes de ductilidade.

Tabela 3.7 – Quadro resumo das regras relativas à armadura transversal para verificação aos ELU de pilares

Parâmetro	DCL	DCM	DCH	
l_{crit}	h_c	$\max \begin{cases} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0,45 \end{cases}$	$\max \begin{cases} 1,5 \cdot h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0,60 \end{cases}$	(3.49)
Garantia de ductilidade (zona crítica)	-	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$		(3.50)
Valor mínimo de ω_{wd} (zona crítica)	-	0,08	0,12 na zona crítica da base ou 0,08 em todo o pilar	(3.51)
Diâmetro mínimo das cintas (zona crítica)	-	6mm	$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}}$	(3.52)
Espaçamento máximo das cintas	$s = \min \begin{cases} h_{cm} \\ 300 \\ 15 \cdot d_{bL} \end{cases}$			(3.53)
Espaçamento máximo das cintas (zona crítica)	$s = \min \begin{cases} 0,6 \cdot h_{cm} \\ 180 \\ 9 \cdot d_{bL} \end{cases}$	$s = \min \begin{cases} b_0/2 \\ 175 \\ 8 \cdot d_{bL} \end{cases}$	$s = \min \begin{cases} b_0/3 \\ 125 \\ 6 \cdot d_{bL} \end{cases}$ em $1,5 \cdot l_{crit}$ nos 2 pisos inferiores	(3.54)

Em que:

l_{cl} - Altura livre do pilar em metros;

h_c - Maior dimensão da secção transversal do pilar em metros;

α - Factor de confinamento efectivo;

ω_{wd} - Percentagem mecânica volumétrica da cintagem nas zonas críticas;

b_0 - Largura da zona confinada do pilar (perpendicular à direcção em que se esta a considerar μ_ϕ);

b_c - Largura total do pilar (perpendicular à direcção em que se esta a considerar μ_ϕ);

h_{cm} - Menor dimensão transversal do pilar;

Alguns dos parâmetros relativos ao confinamento do pilar estão representados na Figura 3.7.

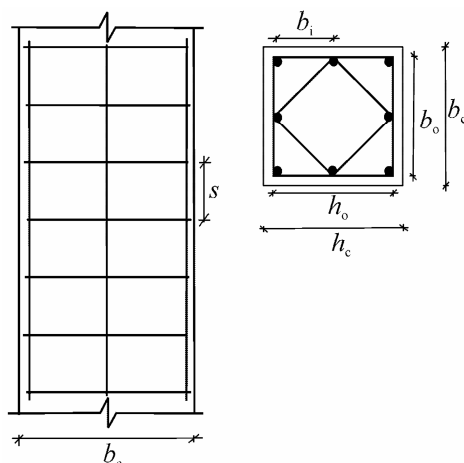


Figura 3.7 – Esquema do confinamento de um pilar de betão. (Eurocode 8, 2004)

A equação (3.50) conduz em geral a uma taxa de armadura transversal muito elevada fazendo com que em grande parte dos casos de estruturas em pórtico a condição de armadura transversal mínima (equação (3.51)) seja automaticamente garantida.

O espaçamento máximo das cintas da zona crítica é em geral condicionante na solução de cintagem, conduzindo a uma cintagem substancialmente superior à exigida para a classe DCL (EC2).

3.5.3.3. Paredes

Condicionantes Geométricas

O EC8 impõe restrições geométricas em paredes que se prendem com o controlo da sua largura. Esta dimensão vem limitada em função do pé direito livre, sendo que se aplica de igual forma às classes DCM e DCH. É ainda imposta uma largura mínima que é obrigatório respeitar. Estas regras são apresentadas na Tabela 3.8 para as 3 classes de ductilidade.

Tabela 3.8 – Condicionantes geométricas em pilares

Parâmetro	DCL	DCM	DCH	
Largura mínima	-	$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\}$		(3.55)

Em que;

b_{w0} - Espessura da parede;

h_s - Altura livre entre pisos;

Efeitos da acção de projecto

Para a classe DCL, tal como já foi referido, não são necessárias regras especiais além das prescritas pelo EC2, excepto relativamente às características dos materiais, pelo que a temática abordada de seguida só é aplicável às 2 classes de ductilidade mais altas, tal como nas vigas e pilares.

As incertezas devidas à análise e aos efeitos dinâmicos após a formação de rótulas plásticas devem ser tidos em consideração e é com base nisso que foram criadas algumas regras, entre as quais algumas que serão abordadas neste subcapítulo.

As dúvidas acerca da distribuição de momentos em paredes esbeltas de contraventamento devem ser acauteladas pelo que se criou um método simplificado que consiste em considerar que a envolvente de momentos vinda da análise sofre uma aproximação linear no caso de a parede não possuir grandes descontinuidades de massa, rigidez ou resistência em altura. Este diagrama sofre ainda uma translação vertical. Este método é simplificadamente representado na Figura 3.8.

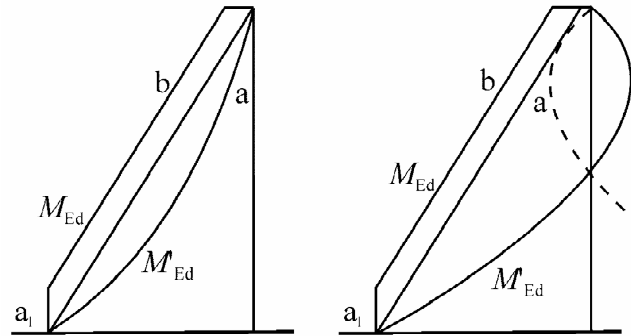


Figura 3.8 – Esquema do método para a obtenção da envolvente de momentos flectores em paredes esbeltas dúcteis (Eurocode 8, 2004)

Em que:

- a - Diagrama de momentos obtido na análise;
- b - Envolvente de cálculo do diagrama de momentos;
- a_l – Translação do diagrama de momentos.

A imagem da direita da Figura 3.8 mostra como deve ser realizada a construção no caso da parede sofrer uma inversão do sinal do momento flector ao longo da sua altura.

Devido a não estar definido no EC8 como calcular a_l admite-se o cálculo de a_l do EC2. Na aplicação da expressão do EC2 para o cálculo de a_l , e à falta de indicação específica para o caso, toma-se $z = 0,8 \cdot l_w$ tal como vem referido na classe de ductilidade DCH para a verificação ao esforço transversal da alma da parede.

Este método que aparece referido no EC8 conduz a uma envolvente de momentos flectores superior à obtida na análise, pelo que aproxima um pouco os valores entre as classes de ductilidade mais alta e a classe DCL.

O possível aumento do esforço transversal associado ao momento da rótula na base é tratado de forma diferente nas classes DCM e DCH. Na classe de ductilidade média este aumento é acautelado de forma simplificada considerando-se que o esforço transversal na parede é 50% superior ao da análise. Na classe de ductilidade alta é obrigatório usar um procedimento simplificado que incorpora o conceito baseado na capacidade resistente, em que o esforço transversal de cálculo é obtido pela equação (3.56).

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed} \quad (3.56)$$

Em que:

V_{Ed} - Esforço transversal de cálculo;

V'_{Ed} - Esforço transversal obtido através da análise;

ε - Factor de majoração obtido através da equação (3.57) mas sempre superior a 1,5.

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (3.57)$$

Em que:

M_{Rd} - Momento resistente de cálculo na base da parede;

M_{Ed} - Momento flector actuante de cálculo na base da parede;

T_1 - Período fundamental de vibração do edifício na direcção do esforço transversal.

Na equação (3.57) a parcela fundamental é a relativa às acelerações espectrais pois em edifícios com uma frequência de vibração fundamental abaixo de 1 Hz, facilmente essa relação atinge o valor de $\sqrt{10}$ o que só por si já faz com que o valor de ε seja directamente igual ao factor de comportamento q . Em estruturas mais rígidas e consequentemente com frequências maiores esta parcela começa a perder influência.

Em estruturas mistas do tipo pórtico-parede que contenham paredes esbeltas, a envolvente de esforço transversal pode ser obtida de acordo com a Figura 3.9, tanto para a classe de ductilidade média como alta.

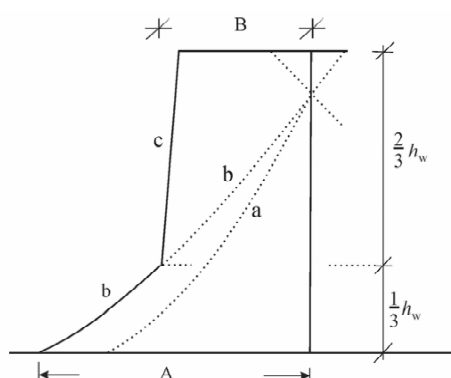


Figura 3.9 – Esquema do método para a obtenção da envolvente de esforço transversal em paredes esbeltas dúcteis pertencentes a sistemas mistos pórtico-parede. (Eurocode 8, 2004)

Este esquema acaba por fazer aumentar bastante o esforço transversal nos pisos superiores. A sua construção é feita através da majoração do diagrama de esforço transversal obtido pela análise estrutural até um terço da altura. A partir desse ponto o diagrama é aproximado por uma recta até ao topo da parede, garantindo aí um esforço transversal de cálculo igual a metade do esforço transversal de cálculo da base.

A construção do diagrama de momentos e do esforço transversal de cálculo aplicam-se apenas ao plano de desenvolvimento da parede em análise.

Verificação ao estado limite último

Os Eurocódigos 2 e 8 prescrevem uma série de normas para o dimensionamento de paredes. As principais regras relativas à armadura vertical são resumidas na Tabela 3.9 para as 3 classes de ductilidade.

Tabela 3.9 – Quadro resumo das regras relativas à armadura vertical para verificação aos ELU de paredes

Parâmetro	DCL	DCM	DCH	
Máximo esforço axial reduzido v_d	-	0,40	0,35	(3.58)
Armadura longitudinal máxima	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$			(3.59)
Armadura longitudinal mínima	$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c$			(3.60)
Rácio de armadura longitudinal mínima ("boundary elements")	-	0,005		(3.61)
Rácio de armadura longitudinal mínima (acima da zona crítica em toda a parede)	-	0,005 se $\varepsilon_c \geq 0,002$		(3.62)
Distância máxima entre 2 varões longitudinais na alma da parede	$\min \left\{ \begin{array}{l} 400 \text{ mm} \\ 3 * e_{parede} \end{array} \right.$			(3.63)
	-	-	$\min \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ mm} \\ 25 * d_{bL} \end{array} \right.$	(3.64)
Distância máxima entre 2 varões longitudinais cintados (zona crítica dos EE)	-	200 mm	150 mm	(3.65)
Diâmetro mínimo dos varões na alma da parede	-	-	8 mm	(3.66)
Diâmetro máximo dos varões na alma da parede	-	-	$d_{bL} \leq \frac{1}{8} \cdot b_{w0}$	(3.67)

Em que:

b_{w0} - Espessura da alma da parede;

EE – Elementos das extremidades da secção que no EC8 são denominados de “boundary elements”.

De todas as equações apresentadas na Tabela 3.9 aquela que mais dificuldade apresenta na aplicação prática é a (3.62) pois não é de aplicação directa e torna-se complicado avaliar a extensão do betão sem um programa específico e sem perda de bastante tempo de análise. Este assunto irá ser abordado mais à frente.

As principais regras relativas à armadura transversal são apresentadas na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Quadro resumo das regras relativas à armadura transversal para verificação aos ELU de paredes

Parâmetro	DCL	DCM	DCH	
l_{crit}	-	$\max \left\{ \frac{l_w}{h_w/6} \right\}$		(3.68)
$l_{crit,max}$	-	$\max \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ se } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot h_s \text{ se } n \geq 7 \text{ pisos} \end{array} \right\}$		(3.69)
Espaçamento máximo dos estribos (se $A_{sl} \geq 0,02 \cdot A_c$)		$s = \min \left\{ \begin{array}{l} h_{cm} \\ 300 \\ 15 \cdot d_{bL} \end{array} \right\}$		(3.70)
Espaçamento máximo dos estribos (se $A_{sl} \geq 0,02 \cdot A_c$ e distância à laje $\leq 4 \cdot b_w$)		$s = 0,6 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} h_{cm} \\ 300 \\ 15 \cdot d_{bL} \end{array} \right\}$		(3.71)
Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica dos EE)	-	$s = \min \left\{ \begin{array}{l} b_0/2 \\ 175 \\ 8 \cdot d_{bL} \end{array} \right\}$	$s = \min \left\{ \begin{array}{l} b_0/3 \\ 125 \\ 6 \cdot d_{bL} \end{array} \right\}$	(3.72)
Número mínimo de estribos		4 / m ² de parede		(3.73)
Garantia de ductilidade (zona crítica dos EE)	-	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$		(3.74)
x_u	-	$(v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$		(3.75)
Valor mínimo de ω_{wd} (zona crítica dos EE)	-	0,08	0,12	(3.76)
Diâmetro mínimo dos estribos (zona crítica dos EE)	-	6mm	$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}}$	(3.77)
Armadura horizontal mínima		$\max \left\{ \begin{array}{l} 25\% A_{sv} \\ 0,001 \cdot A_c \end{array} \right\}$		(3.78)
		0,002 · A _c		(3.79)

Em que:

l_w - Comprimento da secção transversal da parede;

h_s – Altura livre entre pisos;

ω_v – Rácio mecânico de armadura vertical na alma da parede ($\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v}/f_{cd} = (A_{sv}/(h_c \cdot b_c)) \cdot f_{yd}/f_{cd}$);

A_{sv} - Armadura vertical na alma da parede;

μ_ϕ - Factor de ductilidade relativo à curvatura afectado pela relação M_{Ed}/M_{Rd} ;

b_c - Largura da parede;

b_0 - Largura da parte confinada do EE;

x_u – Profundidade do eixo neutro;

Para a aplicação da equação (3.74) é necessário o cálculo de ω_v , mas na obtenção deste parâmetro não é claro o que é a alma da parede (h_c). Visto no regulamento de Dezembro de 2003 este mesmo parâmetro ser utilizado na equação (3.75) e no de Dezembro de 2004 ter sido substituído na mesma equação por l_w será considerado que em paredes h_c é na realidade l_w .

A equação (3.74) é aplicável a paredes rectangulares. Se as paredes forem compostas por vários rectângulos (T, L, ...) tem de se estimar a posição do eixo neutro através da equação (3.75) e a partir daí 2 casos podem suceder: se o eixo neutro estiver dentro do EE aplica-se a equação (3.74), senão o eixo neutro é calculado através de uma relação de curvaturas, bem como do equilíbrio da secção.

No caso da ductilidade média a armadura transversal dos EE pode ser avaliada recorrendo apenas ao EC2 no caso de $v_d \leq 0,15$ ou $v_d \leq 0,20$ com o coeficiente de comportamento q reduzido 15%.

Características geométricas dos elementos das extremidades da secção (EE) “boundary elements”

Estes elementos, conhecidos como “boundary elements”, apenas são necessários nas 2 classes de ductilidade mais altas. É neles onde se vai dar a elevada concentração de tensões. A sua dimensão no plano da parede pode ser limitada a uma distância $l_c = x_u \cdot (1 - \varepsilon_{cu,2}/\varepsilon_{cu,2c})$ desde o centro do estribo próximo da extremidade mais comprimida. $\varepsilon_{cu,2c}$ deve ser estimado através da equação (3.80).

$$\varepsilon_{cu,2c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \geq 1,5 \quad (3.80)$$

No entanto este l_c deve ser deve respeitar o mínimo imposto na equação (3.81).

$$l_c \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot l_w \\ 1,5 \cdot b_w \end{array} \right. \quad (3.81)$$

Em que:

b_w - Largura do EE.

O comprimento l_c do EE está representado na Figura 3.10.

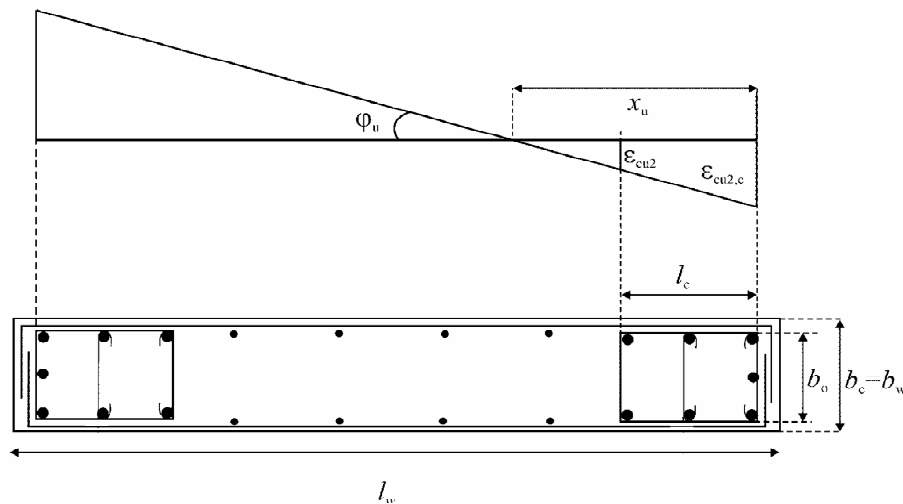


Figura 3.10 – Confinamento do EE numa parede de extremidade livre (Eurocode 8, 2004)

A determinação deste elemento acaba por ser iterativa pois é necessário arbitrar-lhe uma dimensão para se saber qual é a armadura que esta contida na alma da parede e é com essa armadura que se consegue obter o valor de x_u que revelará a dimensão a dar EE.

As dimensões deste elemento devem ainda respeitar as restrições definidas na Figura 3.11.

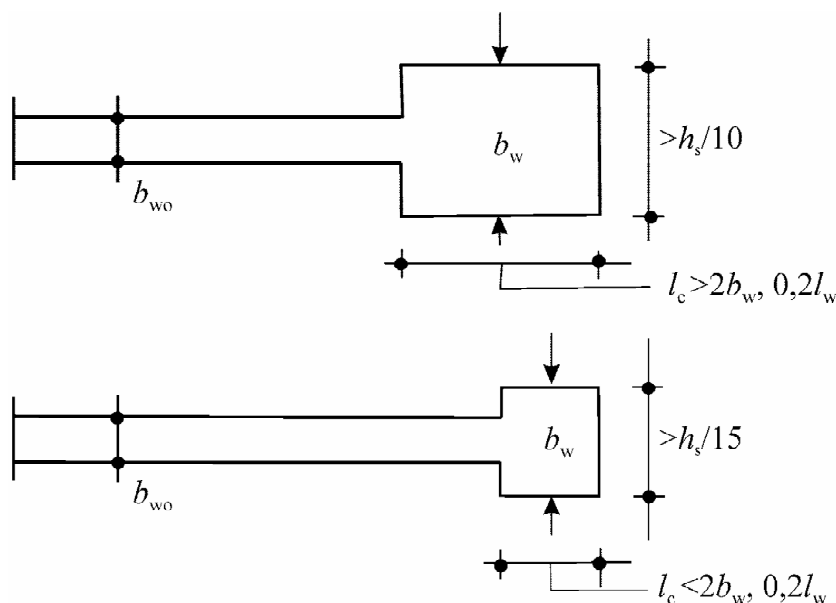


Figura 3.11 – Espessura mínima dos EE (Eurocode 8, 2004)

Verificações especiais nas paredes de ductilidade alta

Estas paredes requerem algumas atenções especiais no domínio da verificação ao esforço transverso. As 3 situações de rotura por corte previstas no EC8 são os seguintes:

- Rotura por compressão da alma devida ao esforço transverso;
- Rotura por tracção da alma devida ao esforço transverso;
- Rotura por deslizamento num plano de corte.

No primeiro caso a verificação do $V_{Rd,max}$ faz-se recorrendo ao EC2 e utilizando os parâmetros $z = 0,8 \cdot l_w$ e $\tan \theta = 1$ fora da região crítica. Dentro da região crítica é 40% deste valor.

No segundo caso são impostas armaduras mínimas horizontais e verticais conforme expresso nas equações (3.82) e (3.83).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (3.82)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_{w0} \cdot z + \min N_{Ed} \quad (3.83)$$

Em que:

ρ_h - Rácio de armadura horizontal da alma;

$f_{yd,h}$ - Tensão de plastificação do aço da armadura horizontal da alma;

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo da resistência ao esforço transverso de peças sem armadura transversal de acordo como EC2;

ρ_v - Rácio de armadura vertical da alma;

$f_{yd,v}$ - Tensão de plastificação do aço da armadura vertical da alma;

O terceiro caso refere-se especificamente a planos de falha que possam existir, como é o caso da junta de betonagem. Para esta situação tem de ser cumprida a equação (3.84)

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (3.84)$$

Em que:

$V_{Rd,S}$ – Valor da resistência ao escorregamento;

V_{dd} – Resistência dos varões verticais devida ao efeito de cavilha;

V_{id} – Resistência ao corte dos varões inclinados;

V_{fd} – Resistência friccional.

Das três resistências associadas à equação (3.84) a que possui maior importância nas situações correntes é a resistência friccional.

4

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO EM PÓRTICO

4.1. SUMÁRIO

Neste capítulo são abordados alguns exemplos de dimensionamento sísmico de edifícios através dos quais se pretende analisar o grau de dificuldade inerente à aplicação das prescrições do EC8 para os 3 níveis de classe de ductilidade. Nestes exemplos procura-se ainda avaliar as implicações destas prescrições regulamentares nas soluções correspondentes a cada uma das classes de ductilidade e retirar conclusões quanto às opções a tomar no dimensionamento sísmico de edifícios com estruturas em pórtico. Para isso será tida como base uma estrutura estudada por outros autores segundo a versão anterior do EC8 e do REBAP (Brito & Gomes). Será feito o dimensionamento sísmico para as 3 classes de ductilidade, mantendo o edifício base só para a classe DCM e alterando as dimensões das vigas nos outros 2 casos. Foi necessário proceder a esta mudança de geometria relativamente às dimensões consideradas no estudo anterior para manter um momento reduzido nas vigas aceitável. Será ainda dimensionado um edifício para ductilidade alta com as secções dos pilares optimizadas. Por último é realizada a comparação entre os resultados obtidos para as 3 classes de ductilidade, entre o edifício de ductilidade média obtido neste trabalho e o edifício da mesma ductilidade obtido no trabalho do qual se retirou o edifício base e ainda se fará a comparação entre os dois edifícios de ductilidade elevada. O programa utilizado para todas as análises foi o programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc, 2007).

4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

4.2.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA BASE

A estrutura retirada de (Brito & Gomes) será denominada como edifício E1 e vai servir de base a todas as outras estruturas que serão analisadas neste capítulo. Procede-se de seguida à descrição da estrutura analisada no referido artigo.

O edifício é composto por uma estrutura reticulada regular em altura e em planta. Embora seja uma estrutura idealizada permite tirar algumas conclusões para edifícios regulares simples, sem elementos de contraventamento.

O edifício possui 4 pisos, com dimensões de $24 \times 12 \text{ m}^2$ em planta, subdivididos em módulos quadrangulares de $6 \times 6 \text{ m}^2$. A estrutura é representada em planta e em corte na Figura 4.1 e na Figura 4.2.

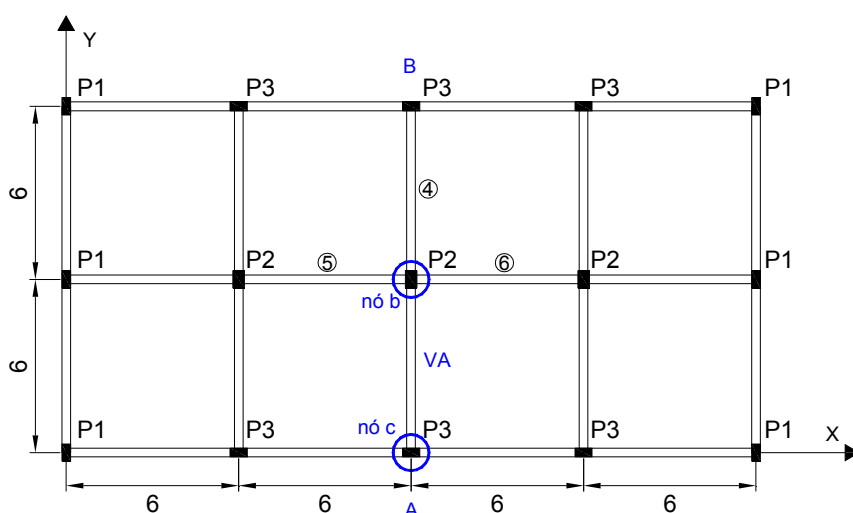


Figura 4.1 – Planta do edifício EA

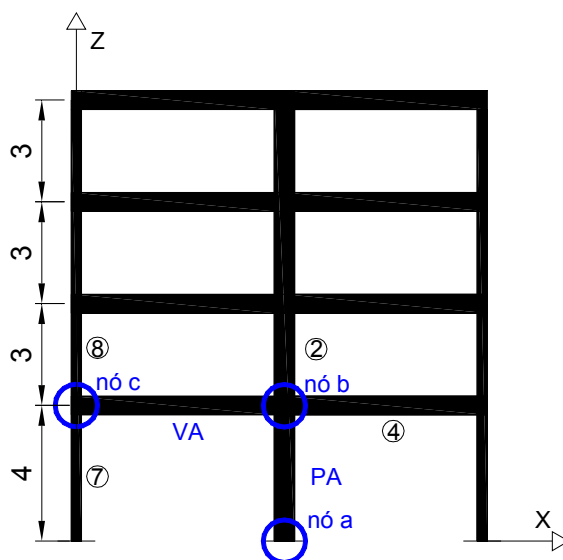


Figura 4.2 – Corte transversal ao nível do pórtico A-B do edifício EA

As dimensões dos elementos estruturais estão representadas na Tabela 4.1 e são iguais para todos os pisos.

Tabela 4.1 – Dimensões dos elementos estruturais

	b_x [m]	b_y [m]
P ₁	0,30	0,60
P ₂	0,40	0,60
P ₃	0,60	0,30
Viga	0,30	0,55

Sendo as dimensões b_x e b_y paralelas aos eixos x e y , respectivamente, definidos na Figura 4.1., para o caso dos pilares, enquanto para o caso da viga b_x é a base e b_y a altura.

Como materiais foram considerados o betão C25\30 e o aço A400.

Neste estudo serão tomados como elementos de análise o pilar A e a viga A, embora em anexo estejam representados os esforços e armaduras de outros elementos, com vista à obtenção dos momentos resistentes que serão necessários para a aplicação da regra da capacidade resistente, especificamente nas classes de ductilidade mais elevadas pelo que esses resultados só se reportam a estas classes e não à de ductilidade mais baixa.

4.2.2. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURA A ANALISAR

Serão analisadas 4 estruturas definidas com base na estrutura referida anteriormente. A estrutura de ductilidade baixa é denominada EDB e a de ductilidade média EDM. De ductilidade alta serão analisadas duas estruturas. A primeira possui pilares com as mesmas dimensões que os dois edifícios de classe de ductilidade inferior e será denominado de EDA1, enquanto a segunda estrutura de ductilidade alta possuirá pilares mais esbeltos sendo denominada de EDA2. Todos estes edifícios têm as mesmas dimensões em planta e em corte que o edifício E1, só variando os seus elementos estruturais e os materiais usados. As dimensões das vigas e dos pilares para os diferentes edifícios estão indicadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Dimensões dos elementos estruturais para as diferentes estruturas em estudo [m]

	Pisos	EDB	EDM	EDA1	EDA2
P ₁	1 – 4	0,30 x 0,60	0,30 x 0,60	0,30 x 0,60	0,30 x 0,45
P ₂	1 – 4	0,40 x 0,60	0,40 x 0,60	0,40 x 0,60	0,35 x 0,55
P ₃	1 – 4	0,60 x 0,30	0,60 x 0,30	0,60 x 0,30	0,45 x 0,30
Vigas	1 – 2	0,35 x 0,70	0,30 x 0,55	0,30 x 0,50	0,30 x 0,50
	3 – 4	0,30 x 0,55	0,30 x 0,55	0,25 x 0,45	0,25 x 0,45
Lajes	1 – 4	0,16	0,16	0,16	0,16

Os materiais utilizados foram o betão C25/30 e o Aço A500. Foi considerada para os edifícios uma classe de importância II. O recobrimento utilizado foi de 3,5 cm.

4.2.3. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO

Tal como no trabalho de onde foi retirado o edifício, foi considerado que todos os pilares ao nível do rés-do-chão estão perfeitamente encastrados.

A análise foi efectuada com base em modelos de cálculo definidos no programa de cálculo SAP2000. Foram utilizados modelos tridimensionais, constituídos por elementos de barra com seis graus de liberdade por nó para a simulação das vigas e dos pilares, e por elementos finitos de casca de 4 nós (com dimensões máximas de 0,6x0,6 m²) para a simulação das lajes. Neste modelo foram considerados os pisos como diafragmas rígidos no seu plano.

O coeficiente de amortecimento da estrutura foi tomado como sendo de 0,05.

Foi realizada uma análise dinâmica da estrutura, sendo os resultados obtidos pelo método da sobreposição modal, visto possibilitar resultados substancialmente mais próximos da realidade que o

método das forças horizontais. A acção sísmica foi considerada através dos espectros de cálculo presentes no EC8.

4.2.4. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES APLICADAS

Foram consideradas as mesmas cargas que surgem referidas em (Brito & Gomes) para possibilitar a comparação do edifício de ductilidade média desse estudo com o edifício EDM. Na Tabela 4.3 estão referidas todas as cargas utilizadas na análise.

Tabela 4.3 – Cargas consideradas na estrutura

	Cargas	Pisos	EDB	EDM	EDA1	EDA2
Cargas permanentes	Laje [kN/m ²]	1 – 4	4,00	4,00	4,00	4,00
	Revestimento [kN/m ²]	1 – 4	1,50	1,50	1,50	1,50
	Paredes divisórias interiores [kN/m ²]	1 – 3	2,00	2,00	2,00	2,00
	Paredes divisórias exteriores [kN/m]	1 – 3	6,00	6,00	6,00	6,00
	MurEE [kN/m]	4	2,50	2,50	2,50	2,50
	Vigas [kN/m]	1 – 2	6,13	4,13	3,75	3,75
		3 – 4	4,13	4,13	2,82	2,82
Sobrecargas	Sobrecarga de utilização [kN/m ²]	1 – 3	3,00 $\psi_2 = 0,4$	3,00 $\psi_2 = 0,4$	3,00 $\psi_2 = 0,4$	3,00 $\psi_2 = 0,4$

Foram também aplicadas as acções sísmicas regulamentares, previstas no EC8 e no anexo nacional, considerando um terreno do tipo B e que o edifício se situa nas proximidades de Lisboa, estando então situado na zona 3 para a acção sísmica do tipo I e na zona 1 para a acção sísmica do tipo II. Tendo em conta o local e o tipo de terreno os parâmetros definidores do espectro de resposta elástico tomam os valores referidos na Tabela 4.4:

Tabela 4.4 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (Carvalho, 2007)

Parâmetro	Sismo tipo I	Sismo tipo II
a_{gR} (cm/s ²)	150	170
S	1,2	1,35
TB (s)	0,10	0,10
TC (s)	0,60	0,25
TD (s)	2,00	2,00

Segundo o EC8, os factores de comportamento para estruturas de múltiplos andares com pórticos de vários tramos assumem os valores apresentados na Tabela 4.5. Estes resultado foram obtidos

recorrendo à equação (3.17) e considerando $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ visto ser este o valor que o EC8 permite utilizar no caso de edifícios de múltiplos andares compostos por pórticos nas duas direcções.

Tabela 4.5 – Factores de comportamento para as 3 classes de ductilidade

DCL	DCM	DCH
1,5	$3,0 \cdot 1,3 = 3,9$	$4,5 \cdot 1,3 = 5,85$

Na Figura 4.3 e na Figura 4.4 estão representados os espectros de cálculo das 4 estruturas em análise.

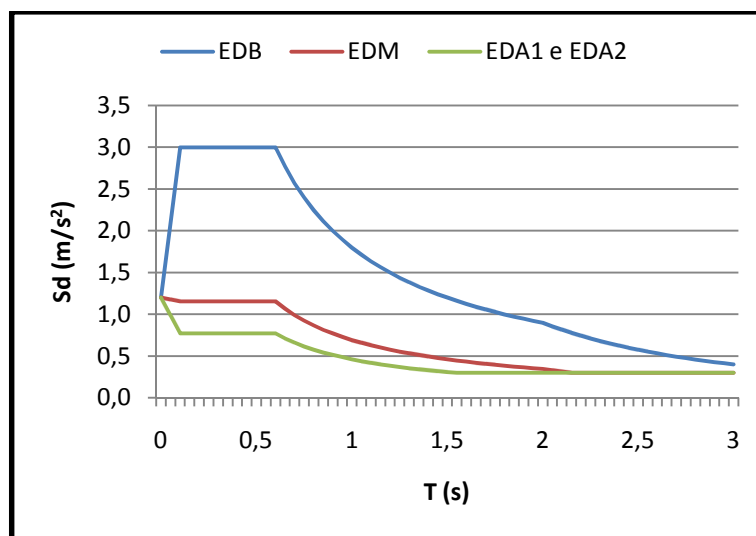


Figura 4.3 – Espectros de cálculo dos 4 edifícios em análise para a acção sísmica do tipo 1

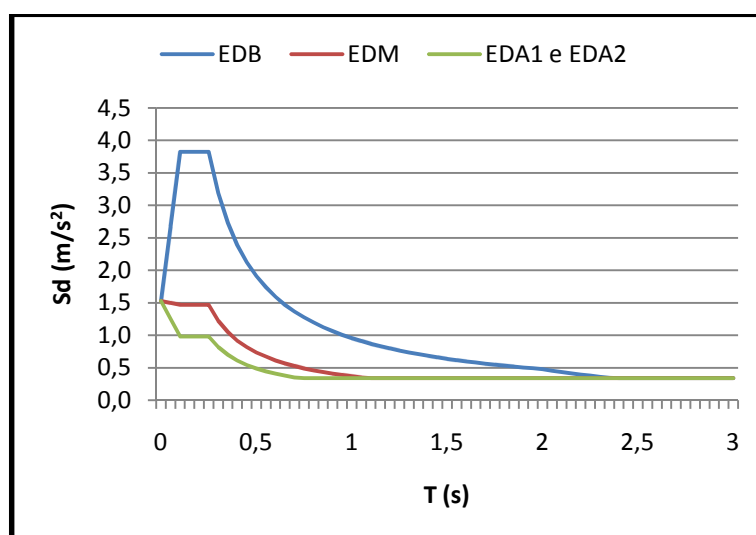


Figura 4.4 – Espectros de cálculo dos 4 edifícios em análise para a acção sísmica do tipo 2

As acelerações espectrais para os dois primeiros modos de vibração de cada estrutura estão presentes na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Acelerações espectrais [m/s^2] dos 4 edifícios para os dois primeiros modos de vibração

Edifício	Acção sísmica do tipo 1		Acção sísmica do tipo 2	
	1º modo	2º modo	1º modo	2º modo
EDB	2,96	3,00	1,57	1,59
EDM	1,01	0,54	1,01	0,54
EDA1	0,62	0,34	0,62	0,34
EDA2	0,52	0,53	0,34	0,34

Foram usadas 5 combinações de acções para a obtenção dos esforços da estrutura:

C1X – Combinação em que intervém a acção sísmica do tipo 1 actuando predominantemente na direcção X;

C1Y – Combinação em que intervém a acção sísmica do tipo 1 actuando predominantemente na direcção Y;

C2X – Combinação em que intervém a acção sísmica do tipo 2 actuando predominantemente na direcção X;

C2Y – Combinação em que intervém a acção sísmica do tipo 2 actuando predominantemente na direcção Y;

CQ – Combinação em que a acção variável de base é a sobrecarga ($1,35 \cdot \sum G_k + 1,5 \cdot \sum Q_k$);

Nas combinações sísmicas considerou-se 30% da aceleração sísmica no plano perpendicular ao da análise, como referido nas equações (3.10) e (3.11).

4.3. RESULTADOS

4.3.1. FREQUÊNCIAS DOS MODOS DE VIBRAÇÃO

Nesta análise foram considerados 12 modos de vibração.

As frequências dos 3 principais modos de vibração obtidas estão representadas na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Frequências [Hz] dos 3 principais modos de vibração para os 4 edifícios em análise

Edifício	Modo de vibração		
	1	2	3
EDB	1,63	1,66	2,08
EDM	1,44	1,45	1,79
EDA1	1,34	1,34	1,65
EDA2	1,13	1,16	1,37

Os 2 primeiros modos correspondem aos modos de translação horizontal e são os que têm a maior parte da contribuição na resposta da estrutura. O terceiro modo de vibração é um modo de vibração torsional.

Como é possível ver na Tabela 4.7 quanto mais baixa a classe de ductilidade maior é a frequência. Isto deve-se ao facto das estruturas de ductilidade mais alta terem elementos menos robustos, e como tal possuírem menor rigidez.

4.3.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DAS ESTRUTURAS

Os deslocamentos máximos da estrutura, obtidos na análise estrutural, nas direcções x e y são indicados na Figura 4.5 e na Figura 4.6 respectivamente. Estes deslocamentos já estão afectados do coeficiente de comportamento, sendo designados de d_s tal com já foi visto no Capítulo 3.

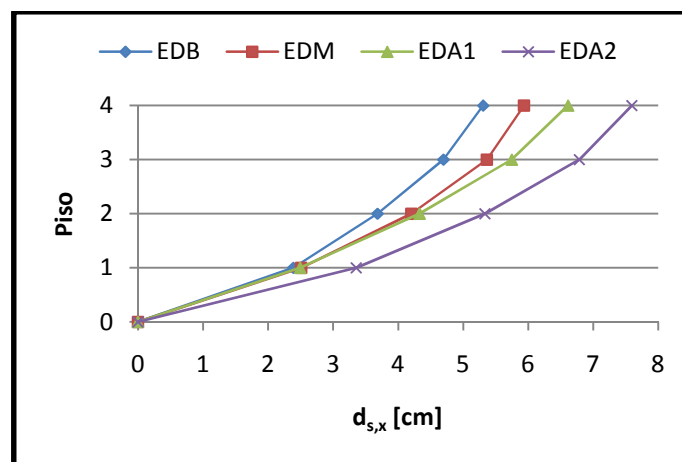


Figura 4.5 – Deslocamentos máximos de cada piso na direcção x

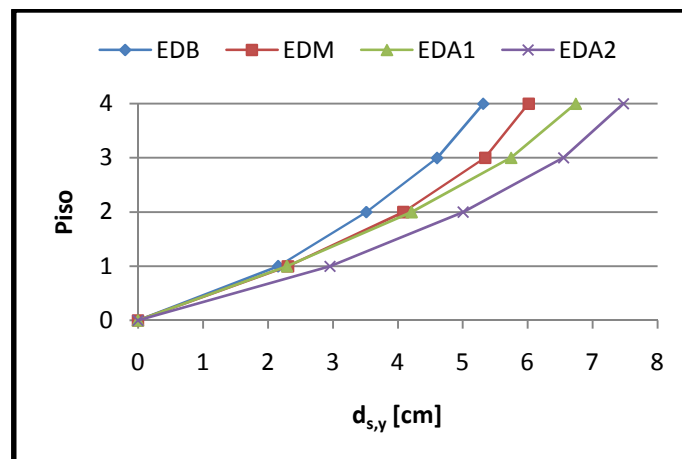


Figura 4.6 – Deslocamentos máximos de cada piso na direcção y

Daqui se observa que os deslocamentos máximos em x e em y são muito semelhantes, facto este que se deve aos pórticos terem uma rigidez muito próxima nas duas direcções.

Para a determinação dos “drifts” considerou-se de forma simplificada que estando os 2 primeiros modos de translação a condicionar a maior parte do comportamento, os deslocamentos estariam em

consonância com estes mesmos modos. Desta forma obtiveram-se os “drifts” através da subtracção dos deslocamentos máximos entre pisos consecutivos na direcção analisada.

Os valores desta grandeza (d_r) estão representados na Figura 4.7 e na Figura 4.8.

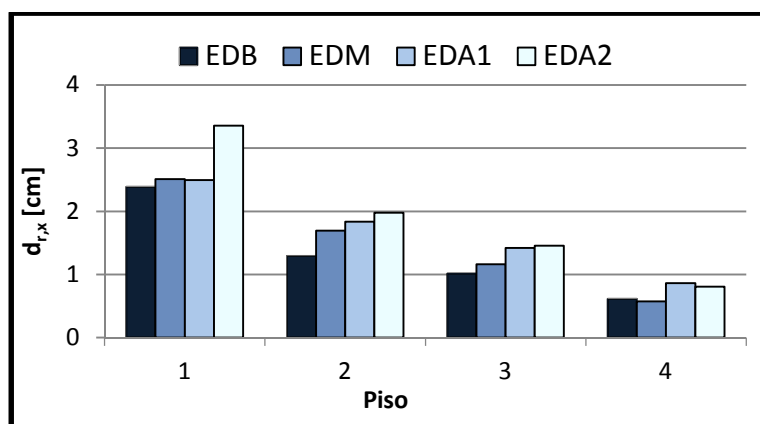


Figura 4.7 – “drifts” máximos entre pisos na direcção x

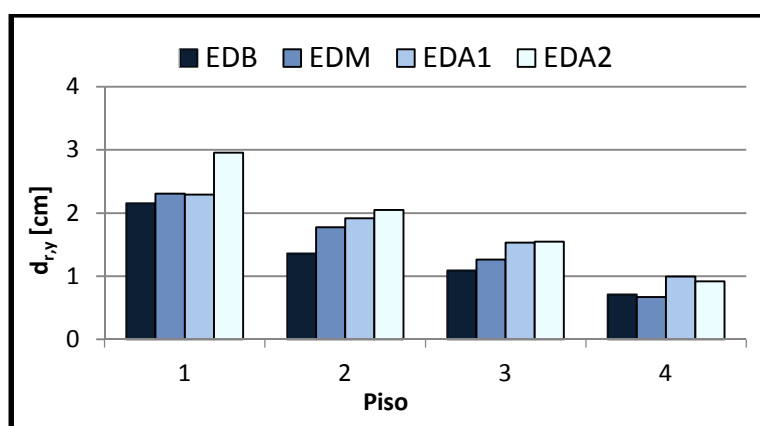


Figura 4.8 – “drifts” máximos entre pisos na direcção y

Na Figura 4.9 e na Figura 4.10 são apresentados os “drifts” relativos dos pisos (d_r/h), para os quatro edifícios em análise.

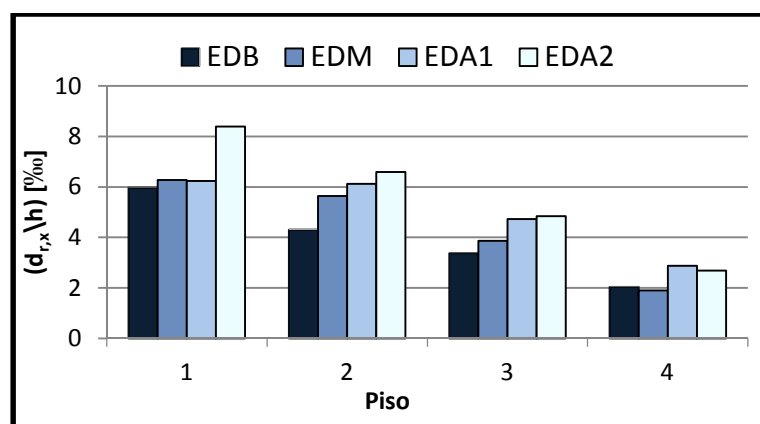


Figura 4.9 – “drifts” relativos máximos entre pisos na direcção x

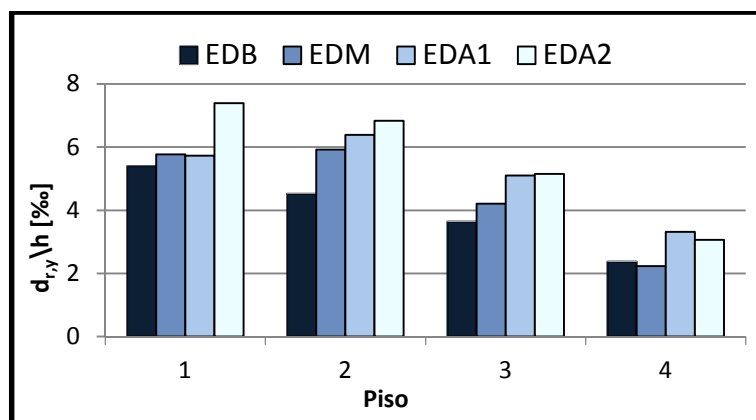


Figura 4.10 – “drifts” relativos máximos entre pisos na direcção y

Como se pode observar nestes últimos 2 gráficos os “drifts” relativos na direcção x são maiores no 1º piso em todos os casos, sendo também superiores nas classes de ductilidade mais alta. No entanto para a direcção y o “drift” relativo máximo varia entre o primeiro e o segundo piso consoante a classe de ductilidade. Isto não se deve à ductilidade mas à rigidez dos pórticos. Em nenhum caso foi atingido o limite máximo prescrito no EC8 para o “drift”, mesmo considerando que o edifício possa ter elementos frágeis ligados à estrutura e considerando um $\nu = 0,5$. Nesse caso o limite para o 1º piso seria de 4,0cm e para os restantes de 3,0cm. No edifício EDA2 não foram considerados pilares de menor dimensão, que levariam a um “drift” mais próximo do limite, para haver um controlo adequado do esforço axial reduzido.

4.3.3. MÁXIMO CORTE BASAL

Os valores de corte basal máximos, ao nível de cada piso, destes 4 edifícios estão representados para as duas direcções principais estão representados na Figura 4.11 e na Figura 4.12.

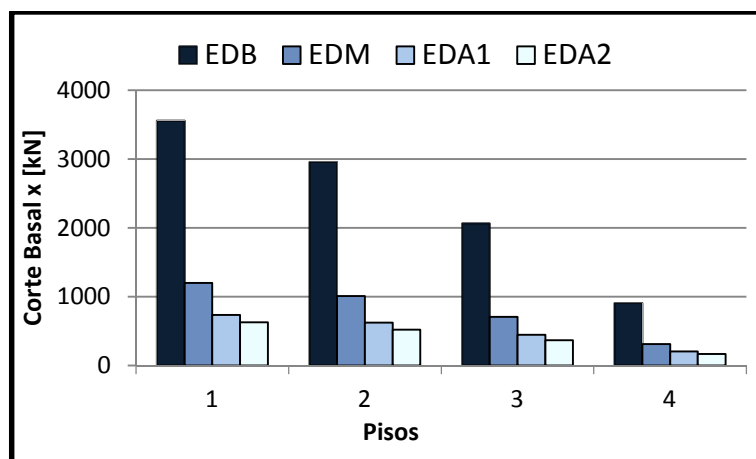


Figura 4.11 – Máximo corte basal por piso na direcção x

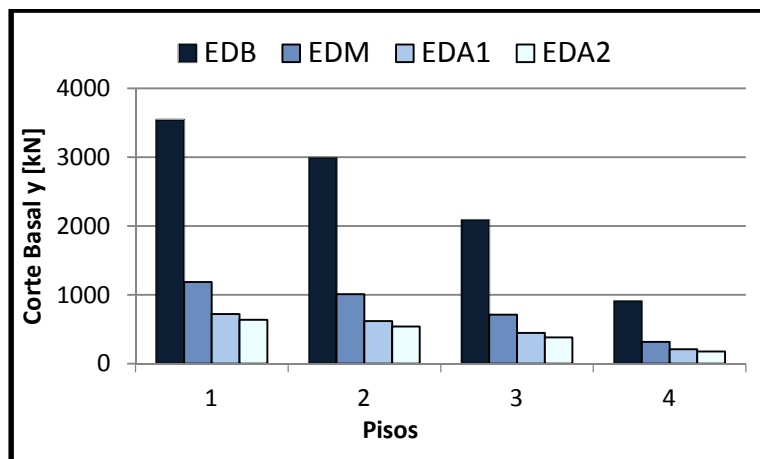


Figura 4.12 – Máximo corte basal por piso na direcção y

O corte basal para a classe DCL é cerca de 3 vezes superior aos obtidos para as classes DCM e DCH. Entre estas classes a diferença é de cerca de 40%.

4.3.4. ESFORÇOS MÁXIMOS NOS ELEMENTOS DE ANÁLISE

Neste subcapítulo serão apresentados e discutidos os esforços apenas para os elementos de análise correspondentes ao pilar PA e à viga VA. No entanto para o cálculo do esforço transversal de projecto é necessário o dimensionamento de outros elementos, para os quais os esforços e respectiva armadura estão representados no anexo.

4.3.4.1. Pilar PA

Neste elemento foram obtidos os esforços nas suas secções críticas, a da base e a do topo.

Edifício EDB

Os resultados obtidos no pilar PA deste edifício, para as várias combinações de esforços, estão representados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Esforços no pilar PA do edifício EDB

Nó	Comb.	$P_{\max}(-)$ [kN]	$P_{\min}(-)$ [kN]	$V_{\max,x}$ [kN]	$V_{\max,y}$ [kN]	$M_{x,\max}(+)$ [kN.m]	$M_{x,\max}(-)$ [kN.m]	$M_{y,\max}(+)$ [kN.m]	$M_{y,\max}(-)$ [kN.m]
a	C1X	-1565,8	-1565,8	244,3	118,6	273,4	-273,4	518,4	-518,4
	C1Y	-1565,8	-1565,8	73,3	395,4	911,3	-911,3	155,5	-155,5
	C2X	-1565,8	-1565,8	130,9	63,9	147,0	-147,0	277,6	-277,6
	C2Y	-1565,8	-1565,8	39,3	213,1	489,9	-489,9	83,3	-83,3
	CQ	-2521,5	-2521,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
b	C1X	-1565,8	-1565,8	244,3	118,6	201,1	-201,1	458,7	-458,7
	C1Y	-1565,8	-1565,8	73,3	395,4	670,2	-670,2	137,6	-137,6
	C2X	-1565,8	-1565,8	130,9	63,9	108,7	-108,7	246,1	-246,1
	C2Y	-1565,8	-1565,8	39,3	213,1	362,4	-362,4	73,8	-73,8
	CQ	-2521,5	-2521,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Em que:

$P_{\max}(-)$ – Máximo esforço de compressão;

$M_{i,\max}(+)$ – Momento máximo positivo segundo a direcção i;

$M_{i,\max}(-)$ – Momento máximo negativo segundo a direcção i.

Como se pode observar os valores dos momentos máximos positivos e negativo numa dada direcção são simétricos. Isto deve-se ao facto de o pilar se encontrar no cruzamento dos 2 eixos de simetria do edifício. O mesmo se passa com o $P_{\max}(-)$ e o $P_{\min}(-)$.

Edifício EDM

Os resultados obtidos no pilar PA deste edifício, para as várias combinações de esforços, estão apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Esforços no pilar PA do edifício EDM

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{max} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
a	C1X	-1472,9	-1472,9	84,7	39,7	100,8	-100,8	191,2	-191,2
	C1Y	-1472,9	-1472,9	25,4	132,5	336,0	-336,0	57,3	-57,3
	C2X	-1472,9	-1472,9	46,1	21,8	54,9	-54,9	103,7	-103,7
	C2Y	-1472,9	-1472,9	13,8	72,5	182,9	-182,9	31,1	-31,1
	CQ	-2392,5	-2392,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
b	C1X	-1472,9	-1472,9	84,7	39,7	58,2	-58,2	147,8	-147,8
	C1Y	-1472,9	-1472,9	25,4	132,5	194,0	-194,0	44,3	-44,3
	C2X	-1472,9	-1472,9	46,1	21,8	32,2	-32,2	80,6	-80,6
	C2Y	-1472,9	-1472,9	13,8	72,5	107,5	-107,5	24,2	-24,2
	CQ	-2392,5	-2392,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Os esforços máximos dos pilares 2, 7 e 8 nos nós a, b e c (Figura 4.1 e Figura 4.2) deste edifício estão apresentados no Anexo A1.

Edifício EDA1

Os resultados obtidos no pilar PA, estão representados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Esforços no pilar PA do edifício EDA1

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
a	C1X	-1461,9	-1461,9	52,5	24,3	64,2	-64,2	121,8	-121,8
	C1Y	-1461,9	-1461,9	15,7	81,0	213,8	-213,8	36,5	-36,5
	C2X	-1461,9	-1461,9	29,4	13,8	36,1	-36,1	68,0	-68,0
	C2Y	-1461,9	-1461,9	8,8	46,0	120,3	-120,3	20,4	-20,4
	CQ	-2375,2	-2375,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
b	C1X	-1461,9	-1461,9	52,5	24,3	33,1	-33,1	88,2	-88,2
	C1Y	-1461,9	-1461,9	15,7	81,0	110,4	-110,4	26,5	-26,5
	C2X	-1461,9	-1461,9	29,4	13,8	19,2	-19,2	49,7	-49,7
	C2Y	-1461,9	-1461,9	8,8	46,0	64,1	-64,1	14,9	-14,9
	CQ	-2375,2	-2375,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Os esforços máximos dos pilares 2, 7 e 8 nos nós a, b e c deste edifício estão apresentados no Anexo A2.

Edifício EDA2

Os resultados obtidos no pilar PA deste edifício, para as várias combinações de esforços, estão representados na Tabela 4.11

Tabela 4.11 – Esforços no pilar PA do edifício EDA2

Nó	Comb.	Pmax(-) [kN]	Pmax(-) [kN]	Vmax,x [kN]	Vmax,y [kN]	Mx,max (+) [kN.m]	Mx,max (-) [kN.m]	My,max (+) [kN.m]	My,max (-) [kN.m]
a	C1X	-1473,7	-1473,7	49,9	24,8	60,7	-60,7	109,5	-109,5
	C1Y	-1473,7	-1473,7	15,0	82,8	202,4	-202,4	32,8	-32,8
	C2X	-1473,7	-1473,7	33,1	16,1	39,1	-39,1	72,6	-72,6
	C2Y	-1473,7	-1473,7	9,9	53,6	130,5	-130,5	21,8	-21,8
	CQ	-2394,3	-2394,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
b	C1X	-1473,7	-1473,7	49,9	24,8	38,6	-38,6	90,1	-90,1
	C1Y	-1473,7	-1473,7	15,0	82,8	128,8	-128,8	27	-27
	C2X	-1473,7	-1473,7	33,1	16,1	25,2	-25,2	59,9	-59,9
	C2Y	-1473,7	-1473,7	9,9	53,6	83,9	-83,9	18	-18
	CQ	-2394,3	-2394,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Os esforços máximos dos pilares 2, 7 e 8 nos nós a, b e c deste edifício estão apresentados no Anexo A3.

Comparação entre os edifícios

Como se pode observar, nos 3 edifícios em que apenas se mudou a dimensão das vigas (EDB, EDM e EDA1), à medida que se aumenta a ductilidade da estrutura o esforço transversal e os momentos flectores para as combinações sísmicas diminuem consideravelmente. Quanto ao edifício EDA2 resultaram esforços idênticos aos do edifício EDA1 como era de esperar. Na Tabela 4.12 estão representadas as diminuições percentuais médias dos esforços referidos, para a globalidade das combinações sísmicas, em relação ao edifício EDB.

Tabela 4.12 – Variação percentual dos esforços transversos e momentos flectores, nas combinações sísmicas e nos diversos edifícios, no pilar PA em relação ao edifício EDB

Edifício	Nó	ΔV_x [%]	ΔV_y [%]	ΔM_x [%]	ΔM_y [%]
EDM	a	-65,1	-66,2	-62,9	-62,9
	b			-70,7	-67,5
EDA1	a	-78,1	-79,0	-76,0	-76,0
	b			-82,9	-80,3
EDA2	a	-77,2	-77,0	-75,6	-76,4
	b			-78,8	-78,0

Nesta tabela é observável a enorme diminuição dos esforços que o EC8 permite considerar quando se vai aumentando a classe de ductilidade. Esta é então uma das vantagens que aparece quando se dimensiona para ductilidades superiores à baixa. O ganho entre a ductilidade média e a alta embora não seja tão elevado como entre a média e a baixa, não deixa ainda assim de ser substancial.

Na Tabela 4.13 estão representados o esforço axial reduzido máximo, bem como os momentos flectores reduzidos máximos, obtidos para os 4 casos nas combinações sísmicas. Nesta tabela é ainda apresentado o esforço axial reduzido para a combinação CQ.

Tabela 4.13 – Esforço axial reduzido e momentos reduzidos para o pilar PA nos 4 casos em análise.

Edifício	ν_{CQ}	$\nu_{comb.sismica}$	μ_x	μ_y
EDB	0,63	0,39	0,38	0,32
EDM	0,60	0,37	0,14	0,12
EDA1	0,59	0,37	0,09	0,08
EDA2	0,75	0,46	0,11	0,10

4.3.4.2. Viga VA

Neste elemento serão apresentados os valores do esforço transversal e momento flector máximos para troços de 2 metros. Com isto é depois possível calcular a armadura necessária para estas partes, sabendo no entanto que ela estará ligeiramente sobredimensionada mas tornando o método mais expedito e próximo do usado em projecto.

Edifício EDB

Os resultados obtidos na viga VA deste edifício para as várias combinações de esforços estão apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Esforços na viga VA do edifício EDB

Localização y [m]	Comb.	V _{max} [kN]	M _{max} (+) [kN.m]	M _{max} (-) [kN.m]
[0 - 2]	C1X	148,7	106,3	-161,6
	C1Y	270,6	316,0	-418,8
	C2X	124,3	97,7	-110,0
	C2Y	189,1	145,3	-246,7
	CQ	157,9	145,5	-85,0
[2 - 4]	C1X	113,5	114,9	-12,5
	C1Y	206,6	248,7	-152,1
	C2X	94,8	99,7	-
	C2Y	144,3	153,7	-58,8
	CQ	121,4	156,5	-
[4 - 6]	C1X	167,7	107,2	-304,6
	C1Y	304,5	384,8	-675,8
	C2X	140,2	79,2	-230,1
	C2Y	212,9	153,7	-427,5
	CQ	177,2	78,2	-237,2

Edifício EDM

Os resultados obtidos na viga VA deste edifício, para as várias combinações de esforços, estão apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Esforços na viga VA do edifício EDM

Localização y [m]	Comb.	V _{max} [kN]	M _{max} (+) [kN.m]	M _{max} (-) [kN.m]
[0 - 2]	C1X	114,3	71,6	-104,8
	C1Y	160,8	88,0	-192,1
	C2X	105,0	68,5	-87,5
	C2Y	130,0	76,9	-134,3
	CQ	155,1	107,3	-111,7
[2 - 4]	C1X	67,5	72,4	-
	C1Y	93,2	87,7	-6,9
	C2X	62,3	72,3	-

[4 – 6]	C2Y	76,1	76,9	-
	CQ	93,7	119,4	-
	C1X	115,5	52,0	-167,6
	C1Y	168,4	83,7	-277,2
	C2X	105,0	45,7	-145,9
	C2Y	133,3	62,7	-204,6
	CQ	152,0	63,6	-198,4

Os esforços máximos para a viga 5 no nó b deste edifício estão apresentados no Anexo A4.

Edifício EDA1

Os resultados obtidos na viga VA, estão apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Esforços na viga VA do edifício EDA1

Localização y [m]	Comb.	Vmax [kN]	Mmax (+) [kN.m]	Mmax (-) [kN.m]
[0 - 2]	C1X	108,1	62,2	-94,2
	C1Y	138,4	71,4	-147,1
	C2X	102,3	60,5	-83,9
	C2Y	118,9	65,5	-113,1
	CQ	156,3	96,2	-118,2
[2 - 4]	C1X	57,0	65,8	-
	C1Y	71,4	71,4	-
	C2X	54,2	65,6	-
	C2Y	62,1	66,1	-
	CQ	84,3	108,1	-
[4 – 6]	C1X	103,7	42,9	-140,7
	C1Y	138,0	59,5	-204,9
	C2X	97,1	39,7	-128,3
	C2Y	116,0	48,9	-163,7
	CQ	145,8	59,2	-186,0

Os esforços máximos para a viga 5 no nó b deste edifício estão apresentados no Anexo A4.

Edifício EDA2

Os resultados obtidos na viga VA deste edifício, para as várias combinações de esforços, estão representados na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Esforços na viga VA do edifício EDA2

Localização y [m]	Comb.	Vmax [kN]	Mmax (+) [kN.m]	Mmax (-) [kN.m]
[0 - 2]	C1X	103,8	64,8	-85,5
	C1Y	134,3	73,6	-138,5
	C2X	99,1	63,5	-77,2
	C2Y	118,5	69,0	-111,0
	CQ	149,1	100,8	-103,9
[2 - 4]	C1X	58,3	67,4	-
	C1Y	73,0	73,6	-
	C2X	56,0	67,3	-
	C2Y	65,4	69,0	-
	CQ	86,3	111,2	-
[4 - 6]	C1X	105,3	43,4	-144,0
	C1Y	140,7	61,0	-210,6
	C2X	99,8	40,6	-133,7
	C2Y	122,3	51,9	-176,1
	CQ	147,6	59,4	-189,8

Os esforços máximos para a viga 5 no nó b deste edifício estão apresentados no Anexo A4.

Comparação entre os edifícios

Como se pode observar através dos resultados apresentados, os esforços, esforço transversal e momento flector, são significativamente menores nas estruturas de classe de ductilidade mais alta (EDM e EDA) comparativamente com os esforços obtidos para a classe de ductilidade mais baixa. Quanto ao edifício EDA2 possui esforço parecido com o EDA1 como era de esperar. De salientar ainda que os momentos máximos negativos no troço central [2 - 4] (m) acabam mesmo por desaparecer nos edifícios de projectados para ductilidade mais alta. Na Tabela 4.18 estão representadas as diminuições percentuais médias do esforço transversal, para a globalidade das combinações, em relação ao edifício EDB.

Tabela 4.18 – Variação percentual dos esforços transversos nas combinações sísmicas e nos diversos edifícios, na viga VA em relação ao edifício EDB

Edifício	y (m)	ΔV [%]
EDM	[0;2]	-40,6
	[2;4]	-54,6
	[4;6]	-44,7
EDMA1	[0;2]	-42,2
	[2;4]	-59,2
	[4;6]	-52,1
EDMA2	[0;2]	-44,9
	[2;4]	-58,2
	[4;6]	-51,5

Como é possível observar o ganho em termos de esforço transversal da ductilidade baixa para a média é bastante elevado, cerca de 50%, mas a diferença que separa a média da alta já é relativamente pequena.

Na Tabela 4.19 estão representados os momentos flectores reduzidos máximos, obtidos para a envolvente dos 5 casos de combinações realizadas.

Tabela 4.19 – Esforço axial reduzido e momentos reduzidos para a viga 3 nos 4 casos em análise

Edifício	μ^+	μ^-
EDB	0,15	0,26
EDM	0,09	0,21
EDA1	0,10	0,19
EDA2	0,10	0,19

Em que:

μ^+ – Momento flector reduzido para momentos positivos.

μ^- – Momento flector reduzido para momentos negativos.

4.3.5. ARMADURAS NOS ELEMENTOS DE ANÁLISE

Neste subcapítulo serão calculadas as armaduras longitudinais e transversais dos elementos de análise PA e VA, com base no EC2 e no EC8.

4.3.5.1. Armadura longitudinal no pilar PA

As armaduras longitudinais do pilar PA foram calculadas utilizando o programa de cálculo 2D DESIGN ULS (Pinheiro, Costa, & Vila Pouca, 2006). Admite-se a armadura constante em toda a altura do pilar, correspondente à armadura obtida na secção condicionante. Nas tabelas apresentadas a armadura de cálculo deve-se apenas aos esforços enquanto a armadura efectiva inclui as condicionantes regulamentares (EC2 e EC8).

Edifício EDB

Os valores de armadura obtidos para o pilar PA neste caso estão explícitos na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 – Armadura longitudinal do pilar PA
pertencente ao edifício EDB

	Armadura [cm ²]	
	Cálculo	Efectiva
$A_{s,x}$	29,40	29,45 (6 ϕ 25)
$A_{s,y}$	24,50	24,54 (5 ϕ 25)
$A_{s,total}$	88,21	88,36 (18 ϕ 25)

Em que:

$A_{s,x}$ – Armadura colocada por face na direcção x, numa única camada;

$A_{s,y}$ – Armadura colocada por face na direcção y, numa única camada;

$A_{s,total}$ – Armadura total na secção transversal do pilar.

Os varões de canto foram considerados nas 2 direcções.

Neste caso a armadura de cálculo praticamente coincide com a armadura realizada proposta, estando bastante afastada do limite de armadura mínima para estes elementos que seria, neste caso de 5,8 cm² mas relativamente próxima da armadura máxima que é de 96 cm². Nesta situação seria conveniente alterar as dimensões da secção do pilar de forma a conseguirmos uma percentagem de armadura mais baixa. No entanto, neste estudo manteve-se a secção por forma a permitir uma comparação com os edifícios das classes mais altas.

A secção transversal deste elemento está representada em 4.3.5.2 em conjunto com a cintagem.

Edifício EDM

Os valores de armadura obtidos para o pilar PA neste caso estão explícitos na Tabela 4.21

Tabela 4.21 – Armadura longitudinal do pilar PA
pertencente ao edifício EDM

	Armadura [cm ²]	
	Cálculo	Realizada
$A_{s,x}$	3,52	6,03 (3 ϕ 16)
$A_{s,y}$	3,52	10,05 (5 ϕ 16)
$A_{s,total}$	10,56	24,13 (12 ϕ 16)

Neste caso a armadura foi altamente condicionada pela armadura mínima prescrita no EC8 que assume agora o valor de 24cm². Como se constata, neste caso o aumento foi de 129% em relação à armadura de cálculo o que faz com que o ganho face ao mesmo elemento no edifício EDB seja menor.

A secção transversal deste elemento está representada em 4.3.5.2 em conjunto com a cintagem.

Edifício EDA1

Os valores de armadura obtidos para o pilar PA neste caso estão explícitos na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 – Armadura longitudinal do pilar PA
pertencente ao edifício EDM

	Armadura [cm ²]	
	Cálculo	Efectiva
$A_{s,x}$	0	6,03 (3 ϕ 16)
$A_{s,y}$	0	10,05 (5 ϕ 16)
$A_{s,total}$	0	24,13 (12 ϕ 16)

Também neste caso foi a armadura mínima a condicionar o valor da armadura longitudinal. O valor final acabou por ser igual à do pilar 1 do edifício EDM devido à restrição ser exactamente igual nos 2 casos.

A secção transversal deste elemento está representada em 4.3.5.2 em conjunto com a cintagem.

Edifício EDA2

Os valores de armadura obtidos para o pilar PA neste caso (pilar de dimensão reduzida em relação aos outros edifícios) estão apresentados na Tabela 4.23

Tabela 4.23 – Armadura longitudinal do pilar PA pertencente ao edifício EDM

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Efectiva
$A_{s,x}$	0	6,03 (3 ϕ 16)
$A_{s,y}$	0	8,04 (4 ϕ 16)
$A_{s,total}$	0	20,11 (10 ϕ 16)

A condição de armadura mínima também aqui foi a condicionante. Não levou a uma armadura tão elevada como a do edifício EDA1 pois as dimensões dos pilares são menores, reduzindo-se esta restrição ao valor mínimo de 19,3 cm².

A secção transversal deste elemento está representada em 4.3.5.2 em conjunto com a cintagem.

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 4.24 estão representadas as diminuições percentuais da armadura longitudinal do pilar PA nos edifícios EDM, EDA1 e EDA2, em relação ao edifício EDB.

Tabela 4.24 – Variação percentual da armadura longitudinal no pilar PA dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB.

Edifício	$A_{sl,total}$ [cm ²]	ΔA_{sl} [%]
EDB	88,36	-
EDM	24,13	-72,7
EDA1	24,13	-72,7
EDA2	20,11	-77,2

Em que:

$A_{sl,total}$ – Armadura longitudinal total ao longo do pilar.

Como se pode observar a redução de armadura longitudinal foi substancial do edifício EDB para os restantes. Nota-se ainda uma diminuição da armadura quando se optimizam as dimensões dos pilares na classe de ductilidade elevada, conduzindo isto a um duplo ganho pois a redução de betão neste elemento foi de aproximadamente 20%.

4.3.5.2. Armadura transversal no pilar PA

No pilar vão ser consideradas 3 zonas diferentes para colocação de estribos, a zona crítica da base, a zona crítica do topo e a zona intermédia.

Esta armadura foi calculada com recurso ao programa de cálculo Excel e considerando $\cot(\theta)=2$ para todos os casos.

Com vista à aplicação da regra da capacidade resistente nos edifícios EDM, EDA1 e EDA2 os momentos resistentes dos vários elementos nos nós a, b e c, com interesse para a análise dos elementos de referência estão representados nos Anexos A9 a A12. As armaduras que permitiram o cálculo dos momentos resistentes dos pilares 2, 7 e 8 bem como na viga 5 estão representadas nos anexos A5 a A8.

Edifício EDB

Na Tabela 4.25 estão representados os esforços transversos actuante e resistente do pilar em análise, bem como a armadura necessária para verificação à rotura.

Tabela 4.25 – Cálculo da armadura de esforço transverso para o pilar 1 do edifício EDB

Direcção da análise	x	y	Unidades
V_{ed}	244,3	395,4	
$V_{rd,c}$	109,5	113,0	[kN]
$V_{rd,c \min}$	197,5	192,7	
Solução	$\phi 10 (2r) // 0,28$	$\phi 10 (2r) // 0,17$	-
$A_{sw/s}$	5,61	9,24	[cm ² /m]
$V_{rd,s}$	248,3	408,7	[kN]

Como se pode verificar apenas direcção y é a que condicionou o dimensionamento ao esforço transverso.

Este pilar tem ainda um comprimento da zona crítica $l_{crit}=0,6m$ no qual o espaçamento mínimo dos estribos exigido é de 0,18m. Visto este valor ser menos condicionante que o resultante do cálculo, é adoptada como armadura de esforço transverso em toda a altura do pilar $\phi 10 (2r) // 0,17 (m)$.

A secção transversal do pilar está representada na Figura 4.13

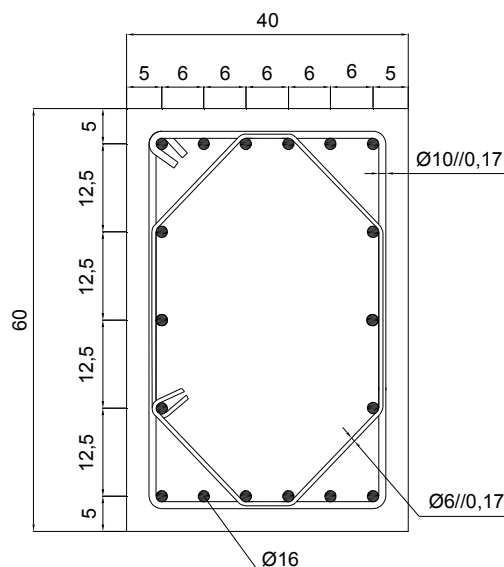


Figura 4.13 – Secção transversal do pilar PA do edifício EDB

Edifício EDM

Neste caso, para o cálculo da armadura de esforço transverso, é necessária a aplicação da regra da capacidade resistente. Para isso é necessário saber os momentos resistentes nas extremidades do pilar PA, bem como no pilar 2, e nas vigas 3 e 5 (visto as vigas 4 e 6 serem simétricas destas), de forma a obter estes esforços para as duas direcções (ver Figura 4.1 e Figura 4.2).

Os momentos de extremidade de cálculo nos nós a e b (base e topo do pilar PA – pilar de referência), estão representados na Tabela 4.26.

Tabela 4.26 – Momentos de extremidade de cálculo do pilar PA do edifício EDM

Direcção da análise	x		y		Unidades
Nó	a	b	a	b	-
γ_{Rd}	1,1	1,1	1,1	1,1	-
$M_{Rc,i}$	326,1	326,1	449,0	449,0	-
ΣM_{Rb}	-	503,0	-	555,8	[kN.m]
ΣM_{Rc}	326,1	632,3	449,00	874,1	[kN.m]
$M_{i,d}$	358,7	285,4	493,9	314,0	[kN.m]

Através destes momentos de extremidade é possível obter o esforço transverso de cálculo V_{Ed} que, como se pode confirmar na Tabela 4.27, também obriga ao dimensionamento de estribos.

Tabela 4.27 – Esforço transversal de cálculo no pilar PA do edifício EDM

Direcção da análise	x	y	Unidades
V_{ed}	161,0	202,0	
$V_{rd,c}$	109,5	113,0	[kN]
$V_{rd,c \min}$	197,5	192,7	
Solução	-	$\phi 6 (2r) // 0,12$	-
$A_{sw/s}$	-	4,71	[cm ² /m]
$V_{rd,s}$	197,5	208,2	[kN]

Neste caso, mesmo aplicando a regra da capacidade resistente, houve uma diminuição clara da armadura de esforço transversal necessária. No entanto se fosse utilizado directamente o esforço transversal máximo nem sequer seria necessária armadura devida a cálculo.

As zonas críticas deste pilar estendem-se por 0,67m tanto na base como no topo. O espaçamento máximo dos estribos nestas zonas não deve exceder os 0,12m enquanto na zona central pode chegar aos 0,24m. O diâmetro mínimo admitido neste caso é de 6mm.

A zona crítica inferior, por se encontrar na base do edifício, tem ainda de garantir uma ductilidade adicional (ver equação (3.50)). A armadura necessária nesta zona é representada na Tabela 4.28

Tabela 4.28 – Garantia de ductilidade na base do pilar PA do edifício EDM

Direcção da análise	x	y
μ_{ϕ}	6,8	6,8
$w_{wd,min}$	0,271	0,285
Solução	$\phi 10 // 0,11$	$\phi 10 // 0,10$
$w_{wd,real}$	0,279	0,307

Nesta zona facilmente se observa que há um aumento muito substancial da armadura necessária devida a esta imposição de ductilidade. Isto deve-se à aplicação da equação (3.50) que revela ser bastante conservativa, pois o factor de confinamento α diminui com o aumento dos espaçamentos entre estribos, facto este que aliado a um factor de ductilidade μ_{ϕ} elevado e a um esforço axial reduzido alto conduziu a uma taxa de armadura substancialmente elevada.

O espaçamento mínimo imposto nas zonas críticas acaba por nos pilares da base ser apenas condicionante no topo.

A armadura transversal final adoptada no pilar está representada na Tabela 4.29.

Tabela 4.29 – Armadura transversal final
no pilar PA do edifício EDM

z [m]	Armadura
[0,00;0,67]	$\phi 10 // 0,10$ (m)
[0,67;4,00]	$\phi 6 // 0,12$ (m)

A secção transversal deste pilar está representada na Figura 4.14.

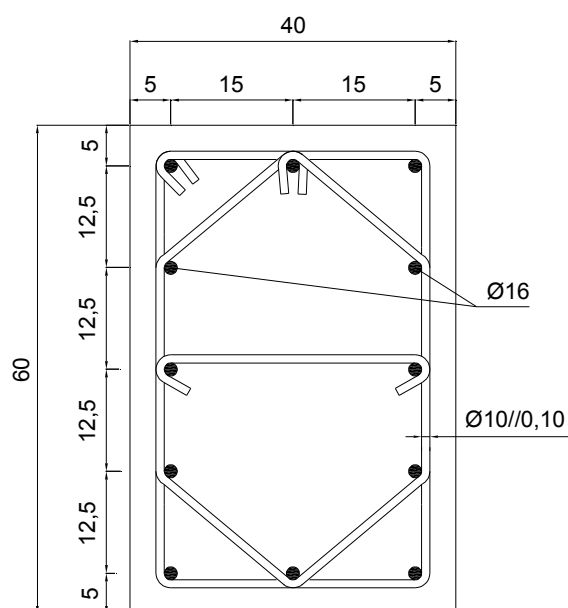


Figura 4.14 – Secção transversal do pilar PA do edifício EDM (zona crítica da base)

Edifício EDA1

Também aqui é necessária a aplicação da regra da capacidade resistente. Os momentos de extremidade de cálculo nos nós a e b (base e topo do pilar PA – pilar de referência), estão representados na Tabela 4.30.

Tabela 4.30 – Momentos de extremidade de cálculo do pilar 1 do edifício EDA1

Direcção da análise	x		y		Unidades
Extremidade	a	b	a	b	-
γ_{Rd}	1,3	1,3	1,3	1,3	-
$M_{Rc,i}$	325,6	325,6	448,9	448,9	-
ΣM_{Rb}	-	378,2	-	451,8	-
ΣM_{Rc}	325,6	631,3	448,9	873,2	[kN.m]
$M_{i,d}$	423,3	253,6	583,6	301,9	-

Através destes momentos de extremidade é possível obter o esforço transversal de cálculo V_{Ed} que, como se pode confirmar na Tabela 4.31, também obriga à utilização de estribos.

Tabela 4.31 – Esforço transversal de cálculo no pilar PA do edifício EDA1

Direcção da análise	x	y	Unidades
V_{Ed}	169,2	221,4	
$V_{rd,c}$	109,5	113,0	[kN]
$V_{rd,c \min}$	197,5	192,7	
Solução	-	$\phi 8 // 0,20$	-
$A_{sw/s}$	-	5,00	[cm ² /m]
$V_{rd,s}$	197,5	222,3	[kN]

Neste caso, mesmo aplicando a regra da capacidade resistente, houve uma diminuição clara da armadura de esforço transversal necessária em relação à estrutura EDB mas houve um ligeiro aumento em relação à estrutura EDM. No entanto se fosse utilizado directamente o esforço transversal máximo nem sequer seria necessária armadura devida ao cálculo.

As zonas críticas deste pilar estendem-se por 0,9m tanto na base como no topo. O espaçamento máximo dos estribos nestas zonas não deve exceder os 0,09m numa distância de 1,35m (ver equação (3.54)) enquanto na zona central pode chegar aos 0,24m. O diâmetro mínimo admitido neste caso é de 8mm.

A zona crítica inferior, por se encontrar na base do edifício, tem ainda de garantir uma ductilidade adicional (ver equação (3.50)). A armadura para aqui necessária está representada na Tabela 4.32.

Tabela 4.32 – Garantia de ductilidade na base do pilar PA do edifício EDA1

Direcção da análise	x	y
μ_ϕ	10,7	10,7
$w_{wd,min}$	0,449	0,470
Solução	$\phi 12 // 0,09$	$\phi 12 // 0,09$
$w_{wd,real}$	0,491	0,491

Nesta zona facilmente se observa que há um aumento muito substancial da armadura necessária devida a esta imposição de ductilidade, ainda maior que no caso do edifício DCM como era de esperar. Esta elevada armadura começa a ser difícil de realizar devido à necessidade de boa vibração do betão. Neste caso o μ_ϕ contribui ainda mais condicionantemente para o cálculo da armadura, ou seja a estrutura esta aqui a ser penalizada devido à consideração de um coeficiente de comportamento elevado.

O espaçamento mínimo imposto nas zonas críticas acaba por nos pilares da base ser apenas condicionante no topo.

A armadura transversal final adoptada no pilar está representada na Tabela 4.33.

Tabela 4.33 – Armadura transversal final do pilar PA do edifício EDA1

z [m]	Armadura
[0,00;0,90]	$\phi 12 // 0,09$ (m)
[0,90;1,35]	$\phi 8 // 0,09$ (m)
[1,35;2,65]	$\phi 8 // 0,20$ (m)
[2,65;4,00]	$\phi 8 // 0,09$ (m)

A secção transversal deste pilar está representada na Figura 4.15.

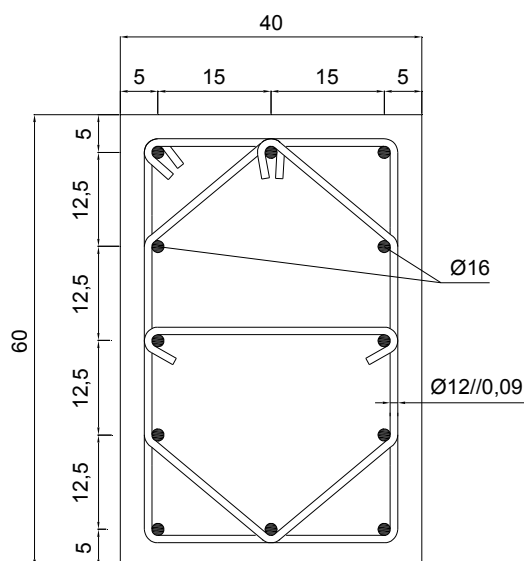


Figura 4.15 – Secção transversal do pilar PA do edifício EDA1 (zona crítica da base)

Edifício EDA2

Neste caso também se aplica a regra da capacidade resistente. Os momentos de extremidade de cálculo nos nós a e b (base e topo do pilar 1 – pilar de referência), estão representados na Tabela 4.34.

Tabela 4.34 – Momentos de extremidade de cálculo do pilar PA do edifício EDA2

Direcção da análise	x	y		Unidades
Extremidade	a	b	a	b
γ_{Rd}	1,3	1,3	1,3	1,3
$M_{Rc,i}$	230,5	230,5	348,0	348,0
ΣM_{Rb}	-	345,4	-	451,8
ΣM_{Rc}	230,5	451,9	348,0	685,6
$M_{i,d}$	299,7	229,0	452,4	298,1

[kN.m]

Através destes momentos de extremidade é possível obter o esforço transversal de cálculo V_{Ed} que, como se pode confirmar na Tabela 4.31, também obriga à utilização de estribos.

Tabela 4.35 – Esforço transversal de cálculo no pilar PA do edifício EDA2

Direcção da análise	x	y	Unidades
V_{Ed}	132,2	161,5	
$V_{rd,c}$	86,6	90,1	[kN]
$V_{rd,c \text{ min}}$	159,6	155,4	
Solução	-	$\phi 8 \text{ (2r) // } 0,25$	-
$A_{sw/s}$	-	4,02	[cm ² /m]
$V_{rd,s}$	159,6	162,3	[kN]

As zonas críticas deste pilar estendem-se por 0,83m tanto na base como no topo. O espaçamento máximo dos estribos nestas zonas não deve exceder os 0,09m numa distância de 1,25m (ver equação (3.54)), enquanto na zona central pode chegar aos 0,24m. O diâmetro mínimo admitido neste caso é de 8mm.

A zona crítica inferior, por se encontrar na base do edifício, tem ainda de garantir uma ductilidade adicional (ver equação (3.50)). A armadura para aqui necessária está representada na Tabela 4.32

Tabela 4.36 – Garantia de ductilidade na base do pilar PA do edifício EDA1

Direcção da análise	x	y
μ_ϕ	10,7	10,7
$w_{wd,min}$	0,566	0,625
Solução	$\phi 12 \text{ // } 0,08$	$\phi 12 \text{ // } 0,08$
$w_{wd,real}$	0,629	0,629

Tal como no outro edifício de ductilidade alta há um aumento muito substancial da armadura necessária devida a esta imposição de ductilidade.

O espaçamento mínimo imposto nas zonas críticas acaba por nos pilares da base ser apenas condicionante no topo.

A armadura transversal final adoptada no pilar está representada na Tabela 4.33.

Tabela 4.37 – Armadura transversal final do pilar PA do edifício EDA1

Z [m]	Armadura
[0,00;0,83]	$\phi 12 \text{ // } 0,08 \text{ (m)}$
[0,83;1,25]	$\phi 8 \text{ // } 0,09 \text{ (m)}$
[1,25;2,75]	$\phi 8 \text{ // } 0,24 \text{ (m)}$
[2,75;4,00]	$\phi 8 \text{ // } 0,09 \text{ (m)}$

A secção transversal deste pilar está representada na Figura 4.16.

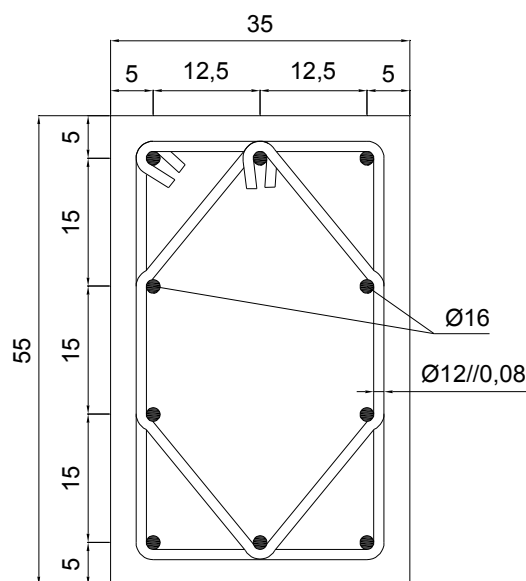


Figura 4.16 – Secção transversal do pilar PA do edifício EDA2 (zona crítica da base)

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 4.38 estão representadas as diminuições percentuais da armadura transversal do pilar 1 nos edifícios EDM, EDA1 e EDA2, em relação ao edifício EDB.

Tabela 4.38 – Variação percentual da armadura transversal no pilar PA dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB.

Edifício	$A_{st,m}$ [cm ² /m]	l_{st} [cm]	$V_{st,m}$ [cm ³ /m]	ΔA_{st} [%]
EDB	9,24	262,5	2426	-
EDM	6,31	229,3	2079	-14,3
EDA1	12,31	229,3	4052	67,1
EDA2	12,10	221,9	2684	10,7

Em que:

$A_{st,m}$ – Armadura transversal média.

l_{st} – Comprimento total da armadura transversal por cinta.

$V_{st,m}$ – Volume médio de armadura transversal por metro.

Como se observa, utilizando a ductilidade média obtém-se um ganho substancial em termos de armadura de esforço transverso neste pilar de base, mas usando uma ductilidade elevada este valor aumenta substancialmente, sendo necessária cerca de mais 70% de armadura. Optimizando-se as secções dos pilares (EDA2) este aumento de armadura é substancialmente menor.

4.3.5.3. Armadura longitudinal na viga VA

Esta armadura foi calculada recorrendo ao mesmo programa de cálculo utilizado para os pilares. A viga em análise é dividida em troços de 2m nos quais serão analisados os esforços máximos, permitindo assim obter directamente e de forma prática a armadura superior e inferior necessária para que a viga resista aos estados limites últimos.

Edifício EDB

Os valores de armadura obtidos para a viga VA neste caso estão explícitos na Tabela 4.39.

Tabela 4.39 – Armadura longitudinal na viga VA pertencente ao edifício EDB

	Localização	Armadura [cm ²]	
	y [m]	Cálculo	Realizada
$A_{s,sup}$	[0 – 2]	15,70	15,71 (5 ϕ 20)
	[2 – 4]	5,58	6,28 (2 ϕ 20)
	[4 – 6]	25,50	25,92 (4 ϕ 25+2 ϕ 20)
$A_{s,inf}$	[0 – 2]	11,85	12,06 (6 ϕ 16)
	[2 – 4]	9,15	10,05 (5 ϕ 16)
	[4 – 6]	14,45	16,08 (8 ϕ 16)
$A_{s,total}$	[0 – 2]	27,55	27,77
	[2 – 4]	14,73	16,34
	[4 – 6]	39,95	42,00

Em que:

$A_{s,sup}$ – Armadura superior da viga;

Neste caso a armadura de cálculo praticamente coincide com a armadura realizada proposta, estando bastante afastada do limite de armadura mínima para estes elementos que seria, neste caso de 3,1 cm² e do limite de armadura máxima que é de 98 cm².

Edifício EDM

Os valores de armadura obtidos para a viga VA neste caso estão explícitos na Tabela 4.40.

Tabela 4.40 – Armadura longitudinal da viga VA pertencente ao edifício EDM

Localização		Armadura [cm ²]	
	y [m]	Cálculo	Realizada
A _{s,sup}	[0 – 2]	9,10	10,05 (6φ16)
	[2 – 4]	0,32	1,57 (2φ10)
	[4 – 6]	13,24	13,45 (3φ20+2φ16)
A _{s,inf}	[0 – 2]	5,04	5,65 (5φ12)
	[2 – 4]	5,64	5,65 (5φ12)
	[4 – 6]	3,92	6,79 (6φ12)
A _{s,total}	[0 – 2]	14,14	15,71
	[2 – 4]	5,96	7,23
	[4 – 6]	17,16	20,23

Neste caso a armadura foi condicionada essencialmente pelo cálculo, embora quando no troço [4-6] a armadura inferior tenha sido aumentada devido à relação mínima obrigatória entre armadura de compressão e de tracção ser de 0,5, bem como pela limitação da taxa de armadura superior.

Edifício EDA1

Os valores de armadura obtidos para a viga VA neste caso estão explícitos na Tabela 4.41.

Tabela 4.41 – Armadura longitudinal na viga VA pertencente ao edifício EDA1

Localização		Armadura [cm ²]	
	y [m]	Cálculo	Realizada
A _{s,sup}	[0 – 2]	7,75	8,55 (4φ12 + 2φ16)
	[2 – 4]	0,00	4,02 (2φ16)
	[4 – 6]	10,90	12,06 (6φ16)
A _{s,inf}	[0 – 2]	5,05	5,15 (1φ12+2φ16)
	[2 – 4]	5,65	6,03 (3φ16)
	[4 – 6]	3,05	8,04 (4φ16)
A _{s,total}	[0 – 2]	12,80	13,70
	[2 – 4]	5,65	10,05
	[4 – 6]	13,95	20,11

Tal como na ductilidade média, também aqui esta armadura foi condicionada essencialmente pelo cálculo, embora no troço [2-4] a armadura superior tenha sido aumentada devido à imposição de existência de pelo menos $2\phi 14$ e no troço [4-6] a armadura inferior tenha também aumentado, mas agora devido à limitação da taxa de armadura superior.

Edifício EDA2

Os valores de armadura obtidos para a viga VA neste caso estão explícitos na Tabela 4.42.

Tabela 4.42 – Armadura longitudinal da viga VA pertencente ao edifício EDA2

	Localização	Armadura [cm^2]	
	y [m]	Cálculo	Realizada
$A_{s,\text{sup}}$	[0 – 2]	7,30	8,55 ($4\phi 12 + 2\phi 16$)
	[2 – 4]	0,00	4,02 ($2\phi 16$)
	[4 – 6]	11,20	12,06 ($6\phi 16$)
$A_{s,\text{inf}}$	[0 – 2]	5,10	5,15 ($1\phi 12 + 2\phi 16$)
	[2 – 4]	5,85	6,03 ($3\phi 16$)
	[4 – 6]	3,15	8,04 ($4\phi 16$)
$A_{s,\text{total}}$	[0 – 2]	12,40	13,70
	[2 – 4]	5,85	10,05
	[4 – 6]	14,35	20,11

Neste elemento o comportamento foi idêntico ao do edifício EDA1, sendo a armadura controlada exactamente pelos mesmos parâmetros, o que acabou por conduzir a uma igual armadura nos 2 casos.

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 4.43 estão representadas as diminuições percentuais da armadura longitudinal da viga VA nos edifícios EDM, EDA1 e EDA2, em relação ao edifício EDB.

Tabela 4.43 – Variação percentual da armadura longitudinal na viga 3 dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB.

Edifício	$A_{sl,m}$ [cm^2]	ΔA_{sl} [%]
EDB	28,70	-
EDM	14,39	-49,9
EDA1	14,62	-49,1
EDA2	14,62	-49,1

Como se pode observar a redução de armadura longitudinal foi de cerca de 50% do edifício EDB para os restantes. No entanto entre os edifícios de ductilidade mais elevada as diferenças são mínimas.

4.3.5.4. Armadura transversal na viga VA

Nesta viga a armadura foi calculada com recurso ao programa de cálculo Excel e considerando $\cot(\theta)=2$ para os edifícios EDB e EDM e $\cot(\theta)=1$ para o edifício de ductilidade alta EDA.

Com vista à aplicação da regra da capacidade resistente nos edifícios EDM, EDA1 e EDA2 os momentos resistentes dos vários elementos nos nós a, b e c, com interesse para a análise dos elementos de referência estão representados nos Anexos A9 a A11. As armaduras que permitiram o cálculo dos momentos resistentes dos pilares 2, 7 e 8 bem como na viga 5 estão representadas nos anexos A5 a A8.

Edifício EDB

Na Tabela 4.44 estão representados os esforços transversos actuante e resistente do pilar em análise, bem como a armadura necessária para verificação à rotura.

Tabela 4.44 – Armadura de esforço transverso para a viga VA do edifício EDB

Localização y[m]	[0-2]	[2-4]	[4-6]	Unidades
V_{ed}	270,6	206,6	304,5	[kN]
Solução	$\phi 8$ (2r) // 0,19	$\phi 8$ (2r) // 0,25	$\phi 8$ (2r) // 0,17	
Asw/s real	5,29	4,02	5,91	[cm ² /m]
$V_{Rd,s}$	275,3	209,2	307,6	[kN]

Esta viga por ser de ductilidade baixa não tem comprimentos críticos.

O dimensionamento, neste caso, apenas foi condicionado pelos esforços de cálculo, pelo que a solução de armadura final é a que se apresenta na Tabela 4.45.

Tabela 4.45 – Armadura transversal final da viga VA do edifício EDB

y [m]	Armadura
[0,00;2,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,19 (m)
[2,00;4,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,25 (m)
[4,00;6,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,17 (m)

Edifício EDM

Neste caso, para o cálculo da armadura de esforço transverso, é necessária a aplicação da regra da capacidade resistente. Para isso é necessário saber os momentos resistentes nas extremidades desta viga de referência, bem como dos pilares 1, 2, 7 e 8. Os momentos de extremidade de cálculo nos nós c e b (início e fim da viga de referência), estão representados na Tabela 4.46

Tabela 4.46 – Momentos de extremidade de cálculo da viga VA do edifício EDM

Localização	c		b	
V_{Rd}	1	1	1	1
$M_{Rb,i}$	120,1	-250,5	120,1	-277,9
ΣM_{Rb}	120,1	-250,5	240,2	-555,8
ΣM_{Rc}	318,0	-318,0	874,1	-874,1
$M_{i,d}$	120,1	-250,5	120,1	-277,9

Para cada um dos nós da viga há então dois momentos de extremidade máximos (um negativo e um positivo), pois o momento resistente dela também é muito diferente consoante for o sentido do momento actuante.

Através destes momentos de extremidade, e da carga distribuída sobre a viga, é possível obter o esforço transversal de cálculo V_{Ed} . Este valor vai ser máximo quando o momento de extremidade no nó c for máximo positivo e no nó b máximo negativo, ou quando for a situação inversa. Os valores de V_{Ed} para estas 2 situações estão representados na Tabela 4.47

Tabela 4.47 – Esforço transversal de cálculo na viga VA do edifício EDM

Localização	V_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
y [m]	$M_{c,d}=120,1$; $M_{b,d}=-277,9$	$M_{c,d}=-250,5$; $M_{b,d}=120,1$
0	85,6	173,7
2	-38,2	49,8
4	-140,8	-52,7
6	-188,0	-100,0

Na Tabela 4.48 está descrita a armadura necessária para resistir a este esforço transversal de cálculo.

Tabela 4.48 – Armadura de esforço transversal para a viga VA do edifício EDM

Localização y[m]	[0-2]	[2-4]	[4-6]	Unidades
V_{Ed}	173,7	140,8	188,0	[kN]
Solução	$\phi 6$ (2r) // 0,13	$\phi 6$ (2r) // 0,16	$\phi 6$ (2r) // 0,12	
Asw/s real	4,35	3,53	4,71	[cm ² /m]
$V_{rd,s}$	175,3	142,4	189,6	[kN]

Neste caso, mesmo aplicando a regra da capacidade resistente, houve uma ligeira redução da armadura de esforço transversal necessária devida ao cálculo estrutural em relação ao edifício DCL.

As zonas críticas desta viga estendem-se por 0,55m em cada nó. O espaçamento máximo dos estribos nestas zonas não deve exceder os 0,13m enquanto na zona central pode chegar aos 0,39m. O diâmetro mínimo admitido neste caso é de 6mm.

A armadura transversal final adoptada na viga está representada na Tabela 4.49.

Tabela 4.49 – Armadura transversal final da viga VA do edifício EDM

y [m]	Armadura
[0,00;2,00]	$\phi 6$ (2r) // 0,13 (m)
[2,00;4,00]	$\phi 6$ (2r) // 0,16 (m)
[4,00;6,00]	$\phi 6$ (2r) // 0,12 (m)

Edifício EDA1

Neste caso, para o cálculo da armadura de esforço transverso, é necessária a aplicação da regra da capacidade resistente. Os momentos de extremidade de cálculo nos nós c e b (início e fim da viga de referência), estão representados na Tabela 4.50.

Tabela 4.50 – Momentos de extremidade de cálculo na viga VA do edifício EDA1

Localização	c		b	
V_{Rd}	1,2	1,2	1,2	1,2
$M_{Rb,i}$	98,5	-161,2	152,6	-225,9
ΣM_{Rb}	98,5	-161,2	305,2	-451,8
ΣM_{Rc}	381,4	-381,4	873,2	-873,2
$M_{i,d}$	118,2	-193,4	183,1	-271,1

Os valores de V_{Ed} obtidos com estes momentos de extremidade estão representados na Tabela 4.51.

Tabela 4.51 – Esforço transversal de cálculo na viga VA do edifício EDA1

Localização	V_{Ed} [kN]	
y [m]	$M_{c,d}=118,2$; $M_{b,d}=-271,1$	$M_{c,d}=-193,4$; $M_{b,d}=183,1$
0	85,2	151,8
2	-40,3	26,3
4	-133,1	-66,5
6	-183,4	-116,8

Na Tabela 4.52 está descrita a armadura necessária para resistir a este esforço transversal de cálculo. Como no tramo [0-2] o esforço transversal vale 156,3 kN para a combinação que tem como acção variável de base a sobrecarga, será esse o valor adoptado.

Tabela 4.52 – Armadura de esforço transversal para a viga VA do edifício EDA1

Localização y[m]	[0-2]	[2-4]	[4-6]	Unidades
V_{ed}	156,3	133,1	183,4	[kN]
Solução	$\phi 8$ (2r) // 0,11	$\phi 8$ (2r) // 0,13	$\phi 8$ (2r) // 0,09	
A_{sw}/s real	9,14	7,73	11,17	[cm ² /m]
$V_{Rd,s}$	166,3	140,6	203,2	[kN]

Neste caso houve um aumento bastante grande da armadura necessária. Isto deveu-se essencialmente à imposição de $\cot(\theta)=1$.

As zonas críticas desta viga estendem-se por 0,75m em cada nó. O espaçamento máximo dos estribos nestas zonas não deve exceder os 0,12m enquanto na zona central pode chegar aos 0,34m. O diâmetro mínimo admitido neste caso é de 6mm.

A armadura transversal final adoptada na viga está representada na Tabela 4.53.

Tabela 4.53 – Armadura transversal final da viga VA do edifício EDA1

y [m]	Armadura
[0,00;2,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,11 (m)
[2,00;4,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,13 (m)
[4,00;6,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,09 (m)

Edifício EDA2

Também aqui para o cálculo da armadura de esforço transversal, é necessária a aplicação da regra da capacidade resistente. Os momentos de extremidade de cálculo nos nós c e b (início e fim da viga de referência), estão representados na Tabela 4.54.

Tabela 4.54 – Momentos de extremidade de cálculo na viga VA do edifício EDA2

Localização	c		b	
V_{Rd}	1,2	1,2	1,2	1,2
$M_{Rb,i}$	98,5	-161,2	152,6	-225,9
ΣM_{Rb}	98,5	-161,2	305,2	-451,8
ΣM_{Rc}	245,9	-245,9	685,6	-685,6
$M_{i,d}$	118,2	-193,4	183,1	-271,1

Os valores de V_{Ed} obtidos com estes momentos de extremidade estão representados na Tabela 4.55.

Tabela 4.55 – Esforço transverso de cálculo na viga VA do edifício EDA2

Localização	V_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
y [m]	$M_{c,d}=118,2$; $M_{b,d}=-271,1$	$M_{c,d}=-193,4$; $M_{b,d}=183,1$
0	85,2	151,8
2	-40,3	26,3
4	-133,1	-66,5
6	-183,4	-116,8

Na Tabela 4.56 está descrita a armadura necessária para resistir a este esforço transverso de cálculo.

Tabela 4.56 – Armadura de esforço transverso para a viga VA do edifício EDA2

Localização y[m]	[0-2]	[2-4]	[4-6]	Unidades
V_{Ed}	151,8	133,1	183,4	[kN]
Solução	$\phi 8$ (2r) // 0,12	$\phi 8$ (2r) // 0,13	$\phi 8$ (2r) // 0,09	
Asw/s real	8,38	7,73	11,17	[cm ² /m]
$V_{Rd,s}$	152,6	140,6	203,2	[kN]

Neste caso também houve um aumento bastante grande da armadura necessária devido à imposição de $\cot(\theta)=1$.

As zonas críticas desta viga estendem-se por 0,75m em cada nó. O espaçamento máximo dos estribos nestas zonas não deve exceder os 0,12m enquanto na zona central pode chegar aos 0,34m. O diâmetro mínimo admitido neste caso é de 6mm.

A armadura transversal final adoptada na viga está representada na Tabela 4.57.

Tabela 4.57 – Armadura transversal final da viga VA do edifício EDA2

y [m]	Armadura
[0,00;2,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,12 (m)
[2,00;4,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,13 (m)
[4,00;6,00]	$\phi 8$ (2r) // 0,09 (m)

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 4.58 estão representadas as diminuições percentuais da armadura transversal da viga VA nos edifícios EDM, EDA1 e EDA2, em relação ao edifício EDB.

Tabela 4.58 – Variação percentual da armadura transversal na viga VA dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB.

Edifício	$A_{st,m}$ [cm ² /m]	l_{st} [cm]	$V_{st,m}$ [cm ³ /m]	ΔA_{st} [%]
EDB	5,08	182	462	-
EDM	4,20	142	298	-35,5
EDA1	9,35	112	523	13,2
EDA2	9,09	112	509	10,2

Como se observa, utilizando a ductilidade média obtém-se um ganho substancial em termos de armadura de esforço transversal nesta viga, mas usando uma ductilidade elevada este valor sofre um ligeiro aumento, sendo necessária mais cerca de 13% de armadura. Este aumento de armadura dá-se principalmente devido à utilização de $\cot(\theta)=1$. Optimizando-se as secções dos pilares (EDA2) este aumento de armadura é pouco atenuado.

4.3.6. VARIAÇÃO DO VOLUME DE BETÃO NOS ELEMENTOS DE REFERÊNCIA

Na Tabela 4.59 estão representadas as diminuições percentuais do volume de betão do pilar PA nos edifícios EDM, EDA1 e EDA2, em relação ao edifício EDB.

Tabela 4.59 – Variação percentual do volume de betão no pilar PA dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB

Edifício	Vol [m ³ /m]	ΔVol [%]
EDB	0,240	-
EDM	0,240	-
EDA1	0,240	-
EDA2	0.198	-19,8

No pilar de referência, optimizando-se a secção conseguiu-se um ganho de cerca de 20 % de betão.

Na Tabela 4.60 estão representadas as diminuições percentuais do volume de betão das vigas nos edifícios EDM, EDA1 e EDA2, em relação ao edifício EDB.

Tabela 4.60 – Variação percentual do volume de betão na viga VA dos diversos edifícios em relação ao edifício EDB

Edifício	Vol [m ³ /m]	ΔVol [%]
EDB	0,245	-
EDM	0,165	-33
EDA1	0,113	-54
EDA2	0.113	-54

Por este quadro se observa que a redução do volume de betão necessário nas vigas, com o aumento de ductilidade, é bastante substancial.

4.3.7. COMPARAÇÃO ENTRE O EDIFÍCIO E1 E O EDIFÍCIO EDM

Esta comparação permite fazer um certo paralelismo entre a versão anterior do EC8 e a actual. As armaduras aqui citadas para o edifício E1, projectado segundo a ductilidade média, foram divididas por 1,25 em relação ao artigo de onde foram tiradas de forma a converter as armaduras de aço A400 em aço A500 tornando assim as armaduras comparáveis.

A comparação relativamente ao pilar PA foi feita ao nível da base estando os resultados expressos na Tabela 4.61 e Tabela 4.62.

Tabela 4.61 – Comparação entre E1 e EDM relativa à armadura longitudinal do pilar PA

Edifício	E1	EDM
v	0,363	0,368
μ_x	0,206	0,140
μ_y	0,171	0,119
$A_{s,total}$ realizada[cm ²]	38,4	24,1

A redução de armadura longitudinal ao nível da base do pilar foi de cerca de 37%.

Na Tabela 4.64 é feita a comparação em termos de armadura transversal ao nível da base.

Tabela 4.62 – Comparação entre E1 e EDM relativa à armadura transversal do pilar PA

Edifício	E1	EDM
A_{sw}/s , médio [cm ² /m]	6,28	22,62

Tendo por base tal diferença de valores, pode-se afirmar que a necessidade de ductilidade na base dos pilares aumentou muito com a evolução da regulamentação.

Visto no artigo as armaduras longitudinais da viga VA terem sido calculadas para 3 secções e não para troços de 2 metros como neste trabalho, na Tabela 4.63 estão representados os esforços reduzidos que se obteriam no caso EDM para essas mesmas secções, sendo que a armadura apresentada é igualmente a que se calculou por troços.

Tabela 4.63 – Comparação entre E1 e EDM relativa à armadura longitudinal da viga VA

Localização y[m]		E1	EDM
0	μ^-	0,15	0,15
	μ^+	0,04	0,04
	$A_{s,total} \text{ realizada [cm}^2\text{]}$	16,49	15,71
3	μ^-	-	-
	μ^+	0,11	0,08
	$A_{s,total} \text{ realizada [cm}^2\text{]}$	13,07	7,27
6	μ^-	0,22	0,21
	μ^+	0,01	0,03
	$A_{s,total} \text{ realizada [cm}^2\text{]}$	23,12	20,21

Aqui as diferenças são pequenas e provocadas essencialmente pela desigual modelação da estrutura e também devido à própria acção sísmica que é diferente.

Na Tabela 4.64 é feita a comparação em termos de armadura transversal.

Tabela 4.64 – Comparação entre E1 e EDM relativa à armadura transversal da viga VA

Edifício	$A_{st,m} \text{ [cm}^2\text{/m]}$
E1	2,45
EDM	4,20

Também aqui se verifica que com a nova regulamentação houve uma penalização relativamente ao esforço transversal, embora estes valores estejam também condicionados pelos esforços instalados que variam com a modelação usada.

4.4. CONCLUSÕES

Quando se projecta para ductilidade baixa o corte basal é muito penalizado devido ao factor de comportamento também se muito inferior. Isto conduz a que a estrutura fique sobredimensionada mas permitirá que no caso de ocorrência de um evento sísmico as deformações sejam substancialmente menores, devido à não incursão em regime elasto-plástico.

Embora o esforço transversal então substancialmente maior nos pilares, acabou por se verificar que em termos de armadura de corte acabou por haver uma pequena poupança no edifício EDM, enquanto nos edifícios de ductilidade elevada houve um aumento forte da armadura a utilizar.

Na armadura de esforço transversal da viga já não se identificaram diferenças tão grandes embora se tenha observado um ganho de armadura no edifício de ductilidade média e uma penalização nos de ductilidade alta em relação ao edifício EDB

Relativamente aos momentos flectores reduzidos, para os dois elementos, notou-se uma diminuição progressiva dos seus valores quando se foi aumentando a ductilidade, sendo esta diminuição maior no pilar do que na viga. Isto levou a que, se obtivessem ganhos de armadura superiores a 70% do caso dos pilares e de 50% nas vigas quando se projectou considerando a ductilidade dos edifícios. A diminuição de armadura longitudinal quando se evoluiu do dimensionamento em ductilidade média para alta foi bastante baixa.

Através controlo do momento axial reduzido nas vigas foi possível dimensionar obtendo poupanças substanciais de betão neste elemento, sendo que como era de esperar, as vigas de ductilidade média têm menor volume que as de ductilidade alta.

Os dois edifícios de ductilidade alta acabaram por ter resultados muito semelhantes nas vigas. Nos pilares houve uma redução do volume de betão que acabou por beneficiar o volume de armadura de esforço transversal que também foi bastante menor. Por outro lado, no edifício optimizado os deslocamentos são bastante superiores e fazendo uma análise ao parâmetro que regula os efeitos de segunda ordem no EC8, verifica-se que este é o único edifício a apresentar problemas deste tipo. Os efeitos de segunda ordem não foram no entanto objecto deste trabalho.

Comparando o edifício de ductilidade média aqui dimensionado e o do artigo (Brito & Gomes) observa-se que nos dois elementos estudados há diminuição de armadura longitudinal. Por outro lado a armadura transversal aumenta, principalmente nos pilares, devido à necessidade de garantia de ductilidade. Embora não tenha sido feito um estudo directo, verificou-se que os níveis de esforço e armadura na classe de ductilidade baixa aumentaram muito relativamente à versão do regulamento anterior para o actual. Isto deve-se ao facto de agora o factor de comportamento admitido ser 1,5 enquanto anteriormente era 2,5 para esta classe de ductilidade.

Na globalidade, o esforço de cálculo necessário para projectar segundo as classes de ductilidade média e alta é muito superior à que advém da análise da estrutura, principalmente nas verificações de corte da mesma. Devido principalmente a este factor propõem-se que em casos de estruturas simples e de poucos pisos se adopte directamente o dimensionamento através da ductilidade baixa, mesmo sabendo-se que se obterá uma solução menos económica em termos de materiais. No caso da estrutura ser relativamente alta deve-se ponderar um dimensionamento em classe de ductilidade média, pois nesse caso a redução de material pode começar a ter uma importância superior. Não se vê no entanto muita vantagem em dimensionar para a ductilidade alta visto começar a haver um forte agravamento de armadura para garantir ductilidade, que em alguns casos pode ainda tornar a execução mais trabalhosa.

5

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO COM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

5.1. SUMÁRIO

Neste capítulo será abordado um edifício através do qual se pretende analisar o grau de dificuldade de projecto associado às diferentes classes de ductilidade, bem como a sua rentabilidade no caso de este possuir paredes de contraventamento. Para isso será tida como base uma estrutura já estudada por (Azevedo, 2003), embora com algumas adaptações. Será efectuado então o dimensionamento segundo as 3 classes de ductilidade e discutidos os resultados.

5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

5.2.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura adaptada de (Azevedo, 2003) serviu de base a todas as análises, não se procedendo a qualquer alteração de dimensão dos elementos estruturais com a variação da ductilidade. De seguida é então descrito este modelo.

O edifício é composto por uma estrutura mista pórtico-parede regular em altura e em planta. Embora seja uma estrutura idealizada permite ainda assim tirar algumas conclusões para edifícios simples, com elementos de contraventamento e simétricos.

Este edifício possui 12 pisos, tendo $20 \times 15 \text{ m}^2$ de dimensão em planta, subdivididos em módulos rectangulares de $4 \times 5 \text{ m}^2$. Tem ainda 4 paredes estão dispostas de forma a manter o edifício simétrico. A sua planta é representada na Figura 5.1.

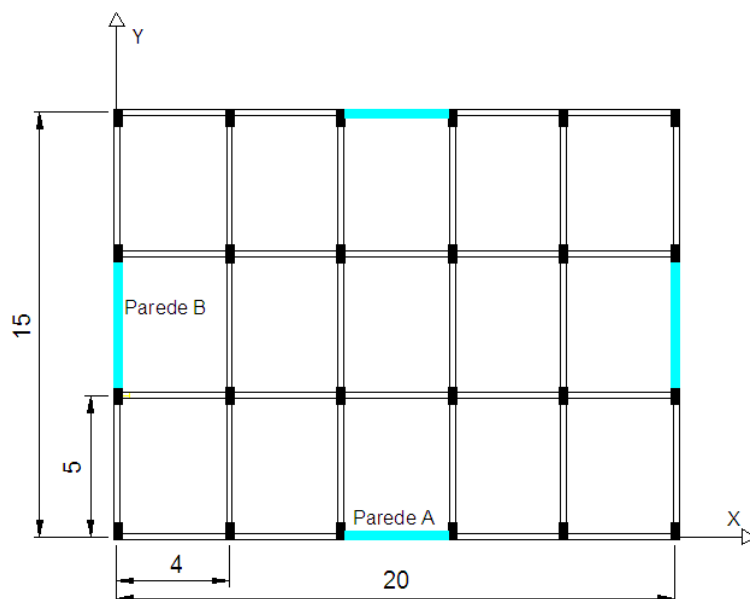


Figura 5.1 – Planta do edifício com paredes de contraventamento

A altura de cada piso é de 3m.

As dimensões dos elementos estruturais são apresentadas na Tabela 5.1 e são todas iguais em planta.

Tabela 5.1 – Dimensões dos elementos estruturais

Elemento	Pisos	Dimensões [cm]
Pilares ($b_x \times b_y$)	0 – 4	40 x 60
	4 – 6	30 x 60
	6 – 8	30 x 50
	8 – 10	30 x 40
	10 – 12	30 x 30
Paredes (e)	1 – 12	30
Vigas ($b \times h$)	1 – 12	20 x 60
Lajes (e)	1 – 12	15

Em que no caso dos pilares o “ b_x ” é paralelo ao eixo x e o “ b_y ” paralelo ao eixo y, estando os eixos definidos na Figura 5.1. No caso das vigas “b” é a base e “h” a altura.

Os materiais utilizados foram o betão C25/30 e o Aço A500. Foi considerada para os edifícios uma classe de importância II. O recobrimento utilizado foi de 3 cm.

Neste estudo é então analisado o edifício projectado para 3 classes de ductilidade, designando-se por EMDb o edifício projectado para ductilidade baixa, por EMDm o edifício projectado para ductilidade média e por EMDa o edifício projectado para ductilidade alta. Serão tomados como elementos de referência as paredes A e B identificadas na Figura 5.1. As duas paredes A, com secção transversal $4,0 \times 0,3 \text{ m}^2$, estão orientadas na direcção x e as duas paredes B com secção transversal $5,0 \times 0,30 \text{ m}^2$ está orientada na direcção y.

5.2.2. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO

Foi considerado que todos os pilares e as paredes estão perfeitamente encastrados ao nível das fundações.

A análise foi efectuada com base em modelos de cálculo definidos no programa de cálculo SAP2000. Foram utilizados modelos tridimensionais, constituídos por elementos de barra com seis graus de liberdade por nó para a simulação das vigas e dos pilares, e por elementos finitos de casca de 4 nós com dimensões máximas de $0,6 \times 0,6 \text{ m}^2$ para a simulação das lajes e com dimensões máximas de $1,0 \times 1,0 \text{ m}^2$ para a simulação das paredes, malha esta que já foi provada ser eficaz neste edifício em (Azevedo, 2003). Neste modelos foram considerados os pisos como diafragmas rígidos no seu plano.

O coeficiente de amortecimento da estrutura foi tomado como sendo de 0,05.

Foi realizada uma análise dinâmica da estrutura, sendo os resultados obtidos pelo método da sobreposição modal, visto possibilitar resultados substancialmente mais próximos da realidade que o método das forças horizontais. A acção sísmica foi considerada através dos espectros de cálculo presentes no EC8.

5.2.3. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES APLICADAS

Como acções foi considerado o peso próprio da estrutura, o peso dos revestimentos e das paredes de alvenaria a que se atribuiu o valor de $2,5 \text{ kN/m}^2$, e ainda uma sobrecarga de utilização de $2,0 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_2 = 0,2$).

Foram também aplicadas as acções sísmicas regulamentares, considerando um terreno do tipo C e que o edifício se situa nas proximidades de Lisboa, estando então situado na zona 3 para a acção sísmica do tipo I e na zona 1 para a acção sísmica do tipo II. Tendo em conta o local e o tipo de terreno os parâmetros definidores do espectro de resposta elástico tomam os valores referidos na tabela 4.2:

Tabela 5.2 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (Carvalho, 2007)

Parâmetro	Sismo tipo I	Sismo tipo II
a_{gR} (cm/s ²)	150	170
S	1,50	1,50
TB (s)	0,10	0,10
TC (s)	0,60	0,25
TD (s)	2,00	2,00

Segundo o EC8 os factores de comportamento para estruturas mistas pórtico-parede de múltiplos andares, em que as paredes absorvem mais de 50% do esforço transversal na base, assumem os valores apresentados na Tabela 5.3. Estes resultados foram obtidos considerando $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ visto ser este o valor que o EC8 permite utilizar no caso de estruturas em pórtico-parede em que as paredes resistem à maior parte do esforço transversal.

Tabela 5.3 – Factores de comportamento para as 3 classes de ductilidade

DCL	DCM	DCH
1,5	$1,2 \cdot 3,0 = 3,6$	$1,2 \cdot 4,5 = 5,4$

Na Figura 5.2 e na Figura 5.3 estão representados os espectros de cálculo das 3 estruturas em análise.

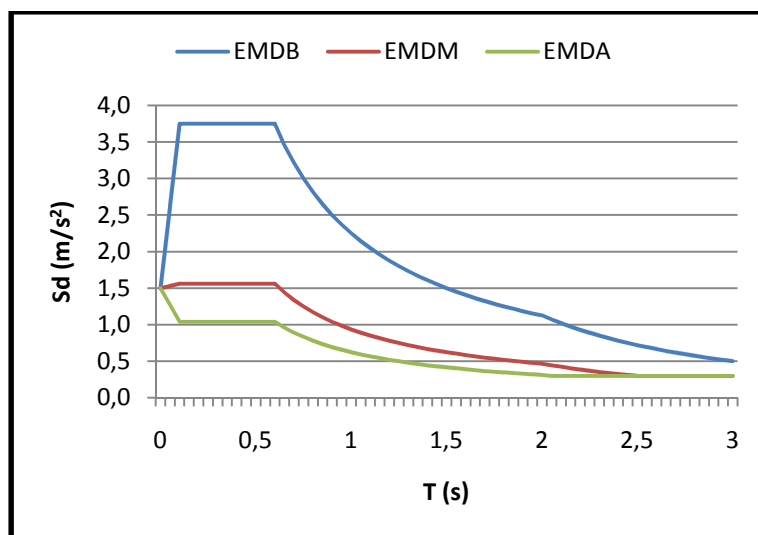


Figura 5.2 – Espectros de cálculo dos 3 edifícios em análise para a acção sísmica do tipo 1

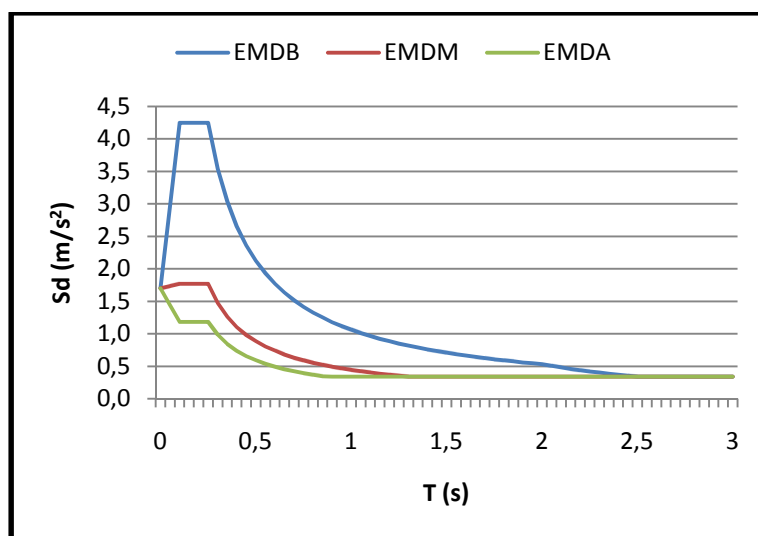


Figura 5.3 – Espectros de cálculo dos 3 edifícios em análise para a acção sísmica do tipo 2

As acelerações espectrais para os dois primeiros modos de vibração de cada estrutura estão presentes na Tabela 4.6.

Tabela 5.4 – Acelerações espectrais [m^2/s] dos 3 edifícios para os dois primeiros modos de vibração

Edifícios	Acção sísmica do tipo 1		Acção sísmica do tipo 2	
	1º modo	2º modo	1º modo	2º modo
EMDB	2,07	2,37	0,98	1,12
EMDM	0,86	0,99	0,40	0,47
EMDA	0,58	0,66	0,34	0,34

Foram usadas as mesmas 5 combinações de acções que para os pilares:

Também neste caso nas combinações sísmicas se considerou 30% da aceleração sísmica no plano perpendicular ao da análise, como referido nas equações (3.10) e (3.11).

5.3. RESULTADOS

5.3.1. FREQUÊNCIAS DOS EDIFÍCIOS

Na análise da estrutura foram considerados 10 modos de vibração aos quais corresponde um rácio da massa de participação modal superior a 91%.

Visto as dimensões dos elementos estruturais serem iguais nos três casos de ductilidade, as frequências de vibração também são as mesmas e estão representadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Frequências [Hz] dos 10 principais modos de vibração para a estrutura base dos edifícios em análise

Modo de vibração	Frequência [Hz]
1	0,92
2	1,05
3	1,47
4	3,26
5	3,96
6	5,69
7	7,11
8	7,58
9	8,61
10	8,84

Os 2 primeiros modos, com frequências de 0,92 Hz e 1,05 Hz, correspondem aos modos de translação horizontal nas duas direcções principais e são os que têm maior contribuição na resposta da estrutura.

O terceiro modo, tal como nos pórticos, é um modo torsional mas que no entanto não tem elevada influência nos resultados finais do edifício.

5.3.2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DAS ESTRUTURAS

Os deslocamentos máximos da estrutura para as 3 classes de ductilidade consideradas, segundo as duas direcções de translação, obtidos pela análise estrutural e estão representados na Figura 5.4.

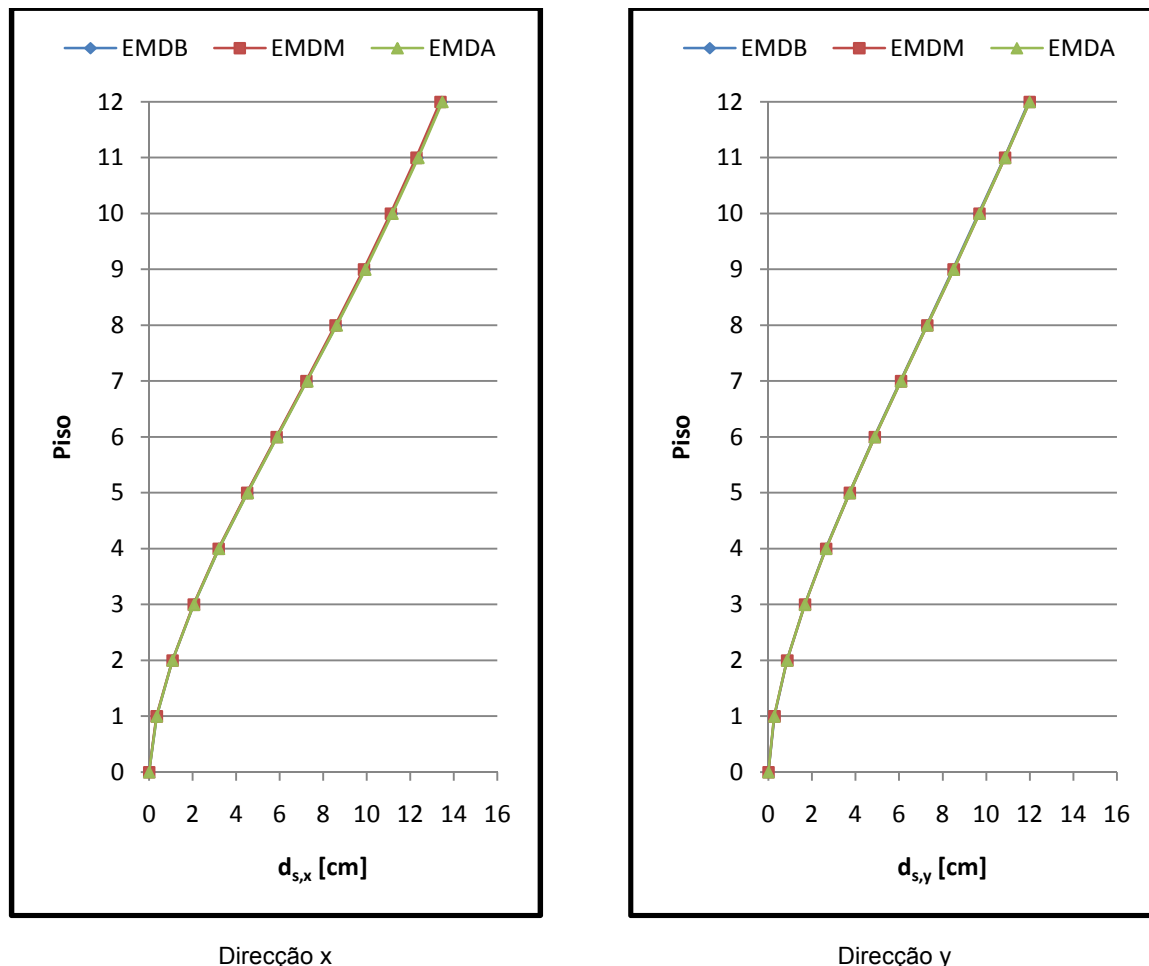


Figura 5.4 – Deslocamentos máximos de cada piso

Daqui se observa que os deslocamentos máximos em x e em y são muito semelhantes, facto este que se deve ao pórtico ter uma rigidez relativamente próxima nas duas direcções. Como era de esperar os deslocamentos são muito semelhantes para as 3 classes de ductilidade, não sendo exactamente iguais porque a redução do espectro de resposta através do coeficiente de comportamento não tem um efeito simétrico ao da multiplicação dos deslocamentos da análise pelo mesmo coeficiente.

Através destes deslocamentos máximos, e considerando que o primeiro modo em cada direcção tem a maior parte da contribuição total da resposta da estrutura, é possível determinar os “drifts” como sendo a subtracção dos deslocamentos máximos entre pisos consecutivos na direcção analisada. Esta, embora seja uma aproximação razoável, adapta-se pior à realidade do que no caso do pórtico analisado no Capítulo 4, pois neste caso a contribuição do 1º modo é menor. Os valores desta grandeza, para cada direcção principal, estão representados na Figura 5.5 e na Figura 5.6. Visto os deslocamentos serem idênticos para as 3 classes de ductilidade só serão representados os “drifts” de 1 destes edifícios.

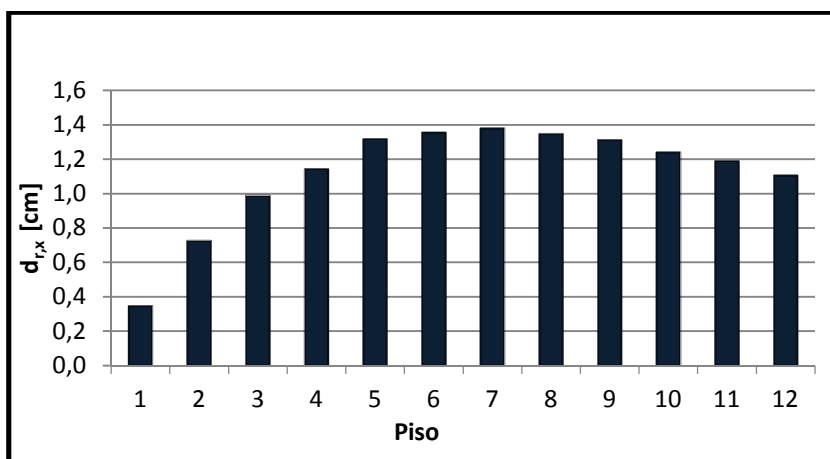


Figura 5.5 – Máximos “drifts” entre pisos na direcção x

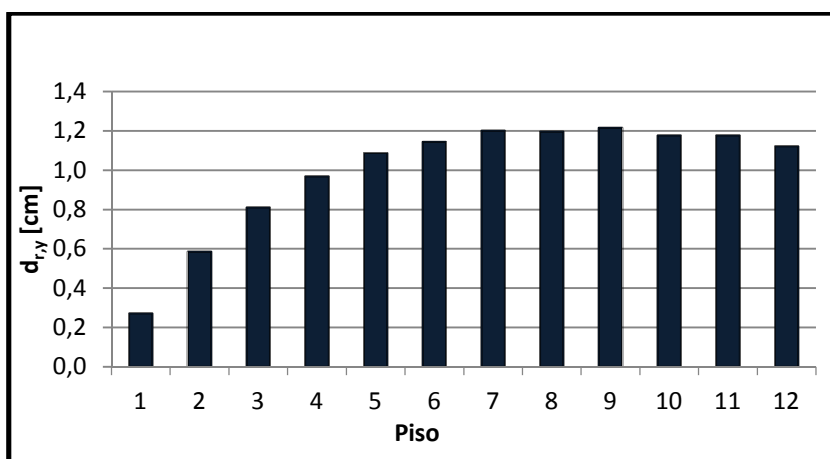


Figura 5.6 – Máximos “drifts” entre pisos na direcção y

Na Figura 5.7 e na Figura 5.8 são apresentados os “drifts” relativos dos pisos (d_r/h), para os três edifícios em análise.

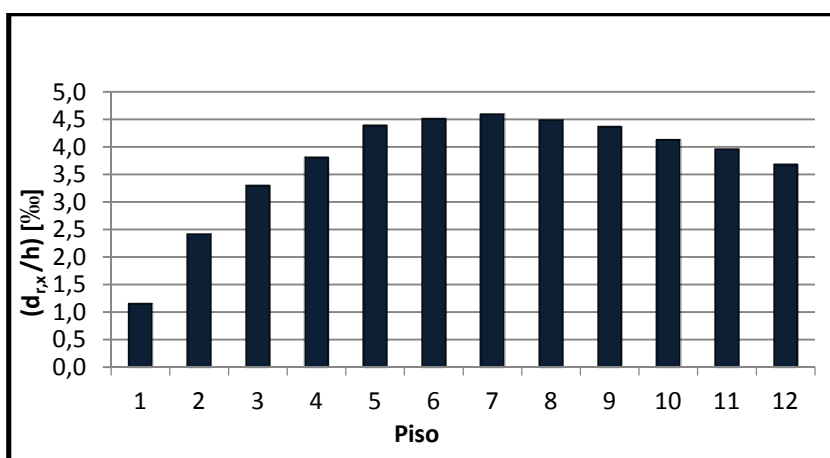


Figura 5.7 – “Drifts” relativos máximos entre pisos na direcção x

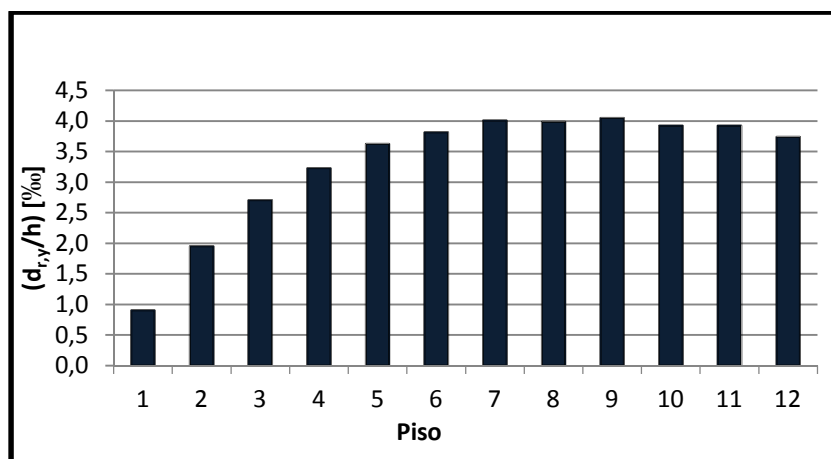


Figura 5.8 – “Drifts” relativos máximos entre pisos na direcção y

Em nenhum caso foi passado o limite máximo prescrito no EC8 para o “drift”, mesmo considerando que o edifício possa ter elementos frágeis ligados à estrutura. Nesse caso o limite seria 3,0cm em todos os pisos. Neste caso a obtenção do “drift” foi feita da mesma forma que na estrutura porticada, mas ainda assim o erro inerente à simplificação adoptada acaba por não ser condicionante visto haver uma folga substancial em relação ao limite prescrito pelo EC8.

5.3.3. ESFORÇOS MÁXIMOS NOS ELEMENTOS DE REFERÊNCIA

5.3.3.1. Parede A

Neste elemento foram obtidos os esforços ao nível da base e de todos os pisos. Nos anexos B1, B2 e B3 estão representados os esforços ao nível da base de cada 2 pisos obtidos pelo cálculo estrutural, para os 3 edifícios.

Edifício EMDB

Os diagramas de momentos flectores e esforços transversos obtidos na parede A do edifício de ductilidade baixa EMDB através da análise estrutural, para as várias combinações sísmicas, estão representados na Figura 5.9 e na Figura 5.10 respectivamente.

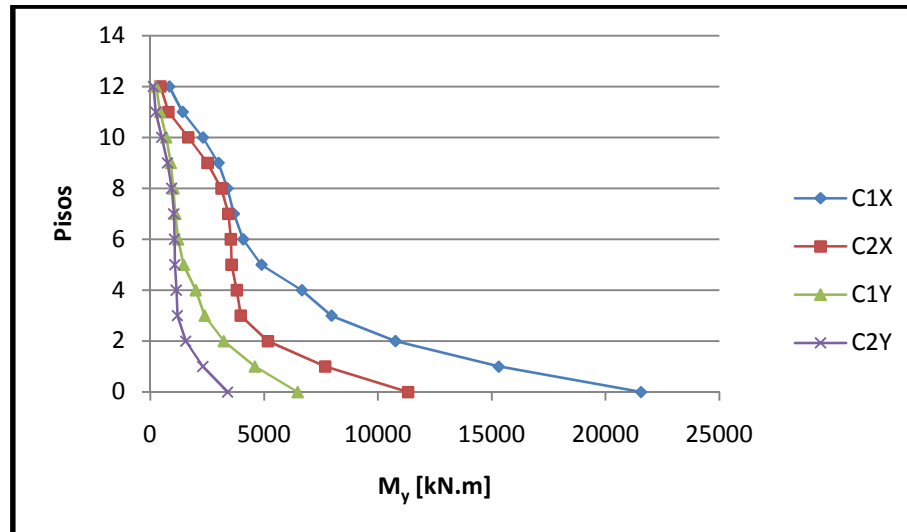


Figura 5.9 – Diagrama de M_y na parede A do edifício EMDB

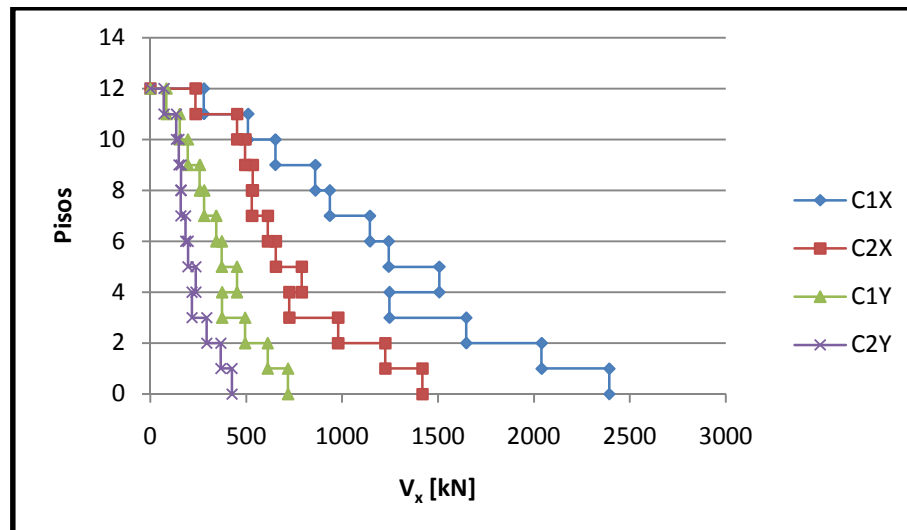


Figura 5.10 – Diagrama de V_x na parede A do edifício EMDB

Como se observa o momento M_y diminui em altura como era de prever, no entanto o esforço transversal tem um aumento ao nível do 4º piso. Isto deve-se à influência dos modos de vibração mais elevados da estrutura. Pode ainda observar-se que a acção sísmica tipo 1 é condicionante no dimensionamento destas paredes, tendo-se registado valores máximos de corte e de momento flector na base para a combinação C1X.

Edifício EMDM

Os diagramas de esforços obtidos na parede A deste edifício através da análise estrutural, para as várias combinações, estão representados na Figura 5.11 e na Figura 5.12.

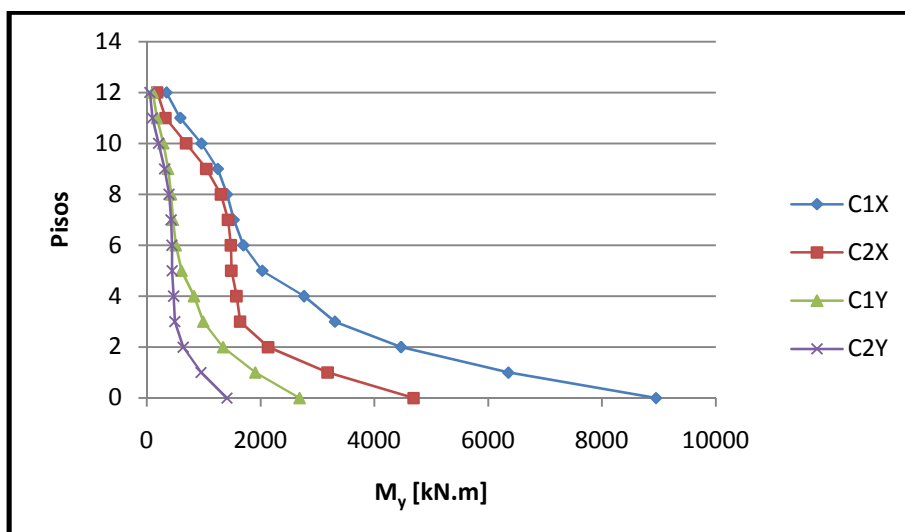


Figura 5.11 – Diagrama de M_y na parede A do edifício EMDM

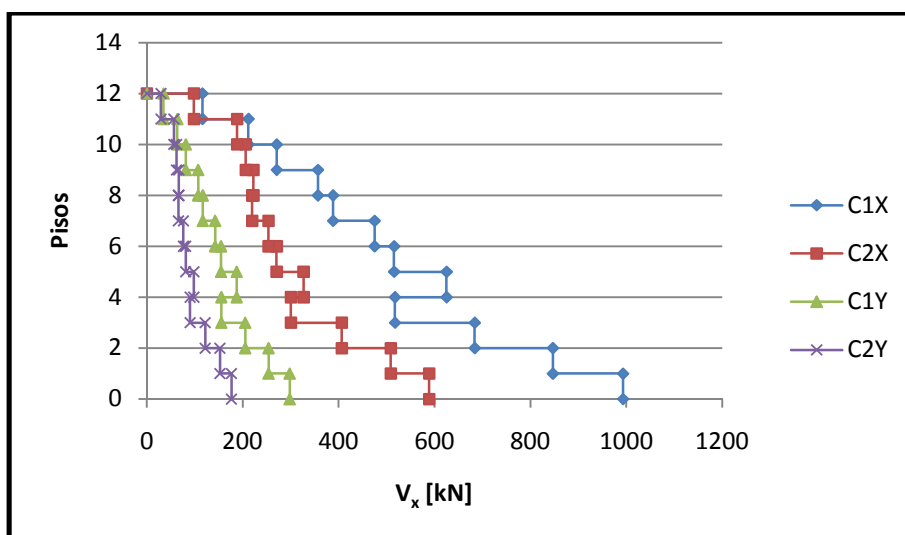


Figura 5.12 – Diagrama de V_x na parede A do edifício EMDM

Este edifício apresenta diagramas idênticos aos do edifício EMDB, apenas diminuídos nos valores devido ao factor de comportamento. Obtiveram-se neste edifício valores máximos do corte e do momento flector na base de 1000 kN e 900 kN.m na combinação C1X correspondente a cerca de 40% dos valores obtidos para o edifício de baixa ductilidade.

Segundo o EC8 os diagramas de cálculo dos momentos flectores devem ser simplificados e majorados. Na Figura 5.15 está representado o diagrama M_{Edy} para a combinação sísmica C1X.

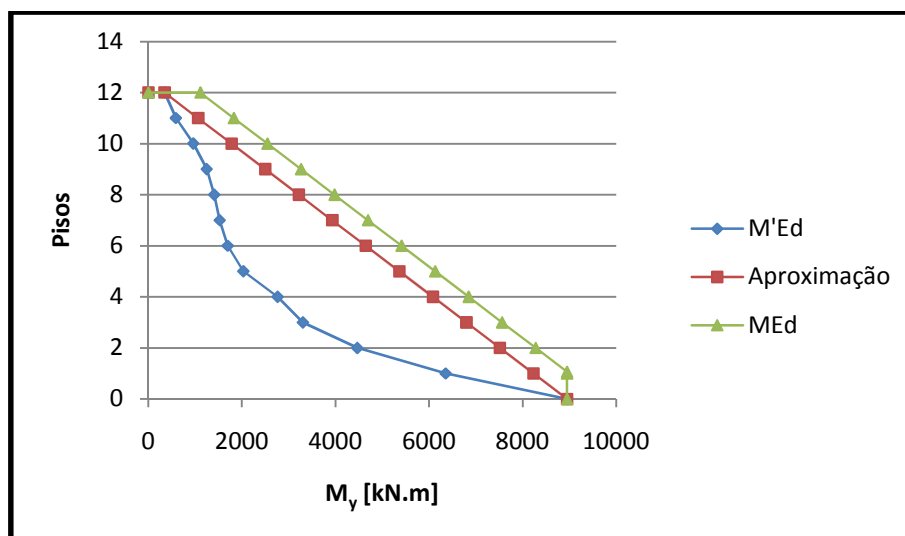


Figura 5.13 – Diagrama de M_{edy} na parede A do edifício EMDM devido a C1X

Esta construção é feita tal como apresentado no Capítulo 3 e baseia-se na aproximação linear do diagrama de momentos obtido na análise da estrutura (M'_{Ed}) ao qual se realiza uma translação vertical obtendo-se o diagrama de momentos de cálculo (M_{Ed}).

Verifica-se que com esta combinação os momentos flectores nos pisos intermédios, a considerar no dimensionamento da parede são substancialmente maiores do que os momentos flectores obtidos no cálculo nesta zona da parede.

Na Tabela 5.6 estão representados os valores dos momentos de cálculo que serão utilizados no dimensionamento. Os valores de esforço axial e de momento na direcção perpendicular estão representados nos anexos já atrás referidos, visto não ser prevista nenhuma majoração destes valores no EC8.

Tabela 5.6 – Momentos de cálculo da parede A do edifício EMDM

Piso	Combinação [kN.m]			
	C1X	C1Y	C2X	C2Y
0	8950	2685	4689	1407
2	8281	2484	4339	1302
4	6847	2054	3588	1076
6	5413	1624	2837	851
8	3979	1194	2087	626
10	2545	763	1336	401

Na Figura 5.14 está representado o diagrama V_{Edx} para a combinação sísmica C1X

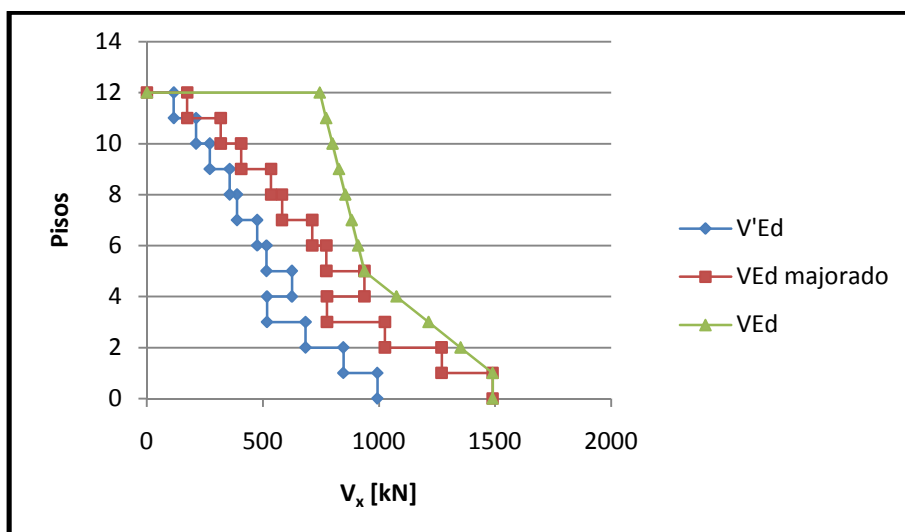


Figura 5.14 – Diagrama de V_{Edx} na parede A do edifício EMDM devido a C1X

Também esta construção foi feita tendo por base a construção do analisada no capítulo 3 em que o V_{Ed} é o valor do esforço transversal de cálculo.

Neste caso são os pisos superiores a sofrer um agravamento de esforço transversal devido à construção regulamentar.

Na Tabela 5.7 estão representados os valores dos esforços transversos de cálculo que serão utilizados no dimensionamento.

Tabela 5.7 – Esforço transversal de cálculo da parede A do edifício EMDM

Pisos	Combinação [kN.m]	
	C1X	C2X
0	1490,0	883,2
2	1351,9	784,9
4	1075,7	588,4
6	910,2	483,2
8	855,1	469,4
10	800,0	455,5

Como se observa, a partir de um terço da altura total do edifício os valores de esforço transversal V_{Ed} a considerar no dimensionamento são significativamente superiores aos valores obtidos no cálculo.

Edifício EMDA

Os diagramas de esforços obtidos na parede A deste edifício através da análise estrutural, para as várias combinações sísmicas, estão representados na Figura 5.15 e na Figura 5.16.

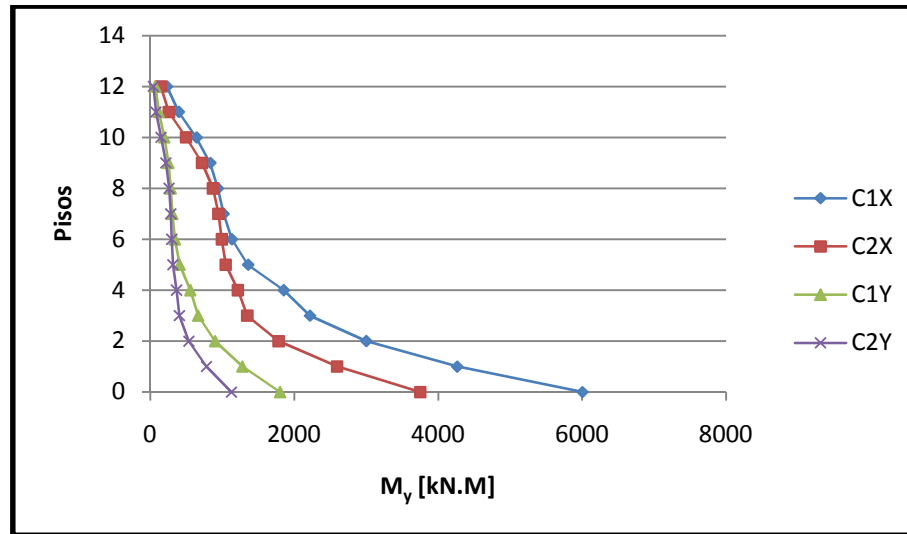


Figura 5.15 – Diagrama de M_y na parede A do edifício EMDA

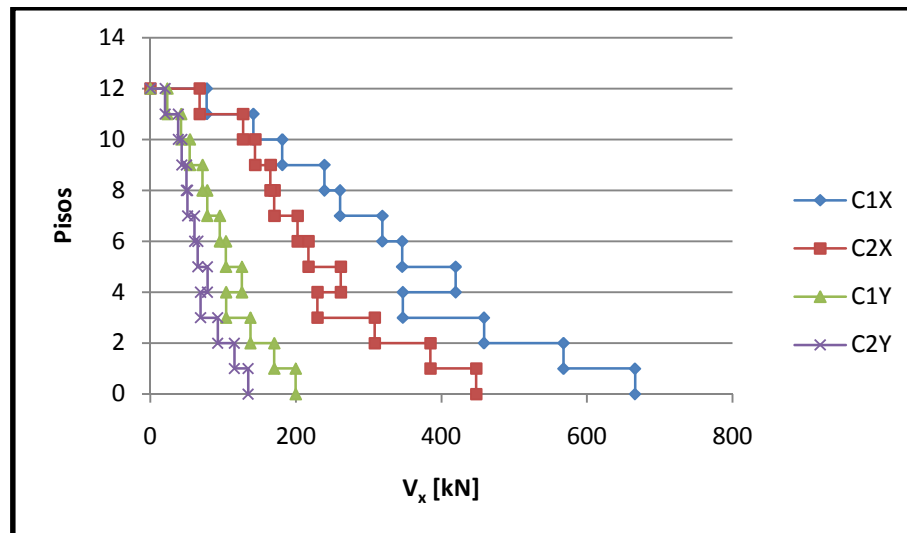


Figura 5.16 – Diagrama de V_x na parede A do edifício EMDA

Este edifício, tal como o de ductilidade média, apresenta diagramas idênticos ao EMDB, apenas diminuídos nos valores devido ao factor de comportamento. O valor do corte basal obtido para a classe de ductilidade alta corresponde a cerca de 70% do valor obtido para a classe de ductilidade média.

Na Figura 5.17 está representado o diagrama M_{Edy} para a combinação sísmica C1X.

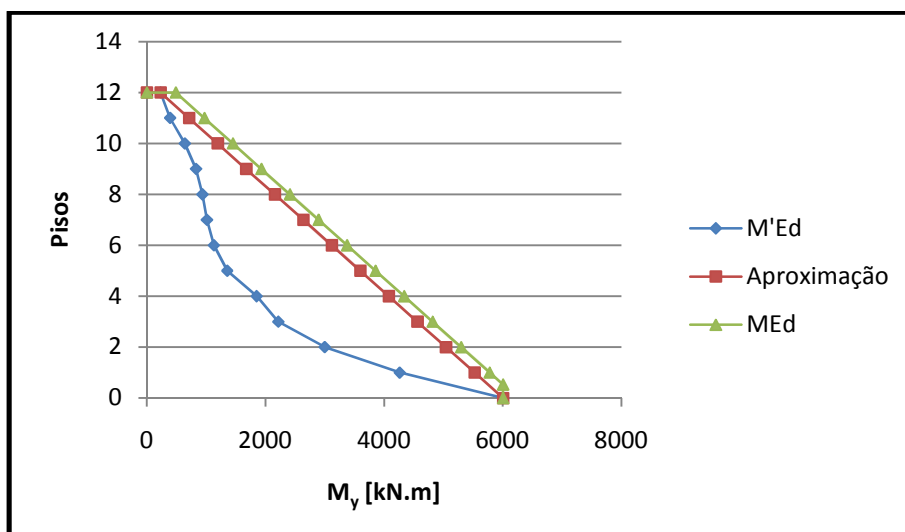


Figura 5.17 – Diagrama de M_{edy} na parede A do edifício EMDA devido a C1X

Observa-se que com esta construção os momentos nos andares do meio são bastante majorados.

Na Tabela 5.8 estão representados os valores dos momentos de cálculo que serão utilizados no dimensionamento.

Tabela 5.8 – Momentos de cálculo da parede A do edifício EMDA

Piso	Combinação [kN.m]			
	C1X	C1Y	C2X	C2Y
0	6006	1802	3749	1125
2	5300	1662	3308	1041
4	4338	1361	2708	860
6	3375	1061	2108	680
8	2413	761	1507	500
10	1451	460	907	320

Na Figura 5.18 está representado o diagrama V_{Edx} para a combinação sísmica C1X

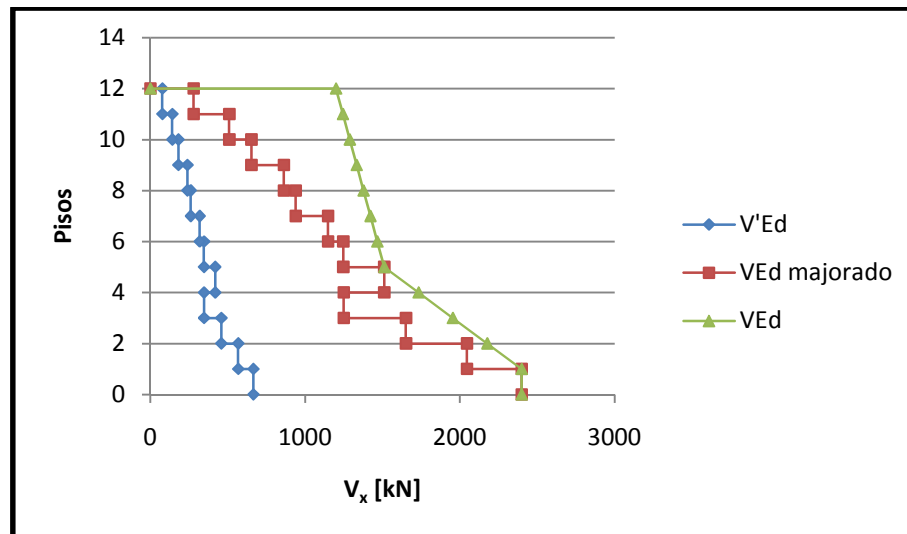


Figura 5.18 – Diagrama de V_{Edx} na parede A do edifício EMDA devido a C1X

Também aqui os pisos superiores sofrem um forte agravamento de esforço transversal devido à construção regulamentar.

Na Tabela 5.9 estão representados os valores dos esforços transversos de cálculo que serão utilizados no dimensionamento.

Tabela 5.9 – Esforço transversal de cálculo da parede A do edifício EMDA

Pisos	C1X	C2X
0	2398,6	2417,3
2	2176,7	2166,2
4	1732,7	1663,9
6	1466,2	1383,6
8	1377,2	1325,3
10	1288,3	1267,0

Neste caso a diferença entre os esforços transversos devido às acções sísmicas tipo1 e tipo2 foi bastante menor. Isto deve-se à acção sísmica de tipo1 conduzir a uma aceleração mais elevada, enquanto a acção sísmica de tipo2 tem um coeficiente majorante substancialmente maior, devido ao seu baixo T_c .

O esforço transversal de cálculo foi então fortemente agravado o que acaba por ser incongruente com o valor de momento na base. Comparando os valores de V_{Ed} do edifício de ductilidade baixa e alta percebe-se que são da mesma ordem de grandeza, enquanto que o diagrama de momentos de cálculo é fortemente superior no edifício de ductilidade mais baixa. No caso de para a classe de ductilidade alta se adoptar o conceito da capacidade o valor da resistência ao corte seria substancialmente menor.

Comparação entre os edifícios

Como se pode observar, o aumento da ductilidade da estrutura não implica uma diminuição de esforços ao nível de toda a altura da parede, devido às construções de cálculo necessárias. Na Tabela 5.12 estão representadas as variações percentuais médias dos esforços referidos, para a globalidade das combinações sísmicas, em relação ao edifício EMDB para a secção da base e do topo.

Tabela 5.10 – Variação percentual dos esforços transversos e momentos flectores, nas combinações sísmicas e nos diversos edifícios, na base e no topo da parede A em relação ao edifício EMDB

Edifício	Localização	ΔV [%]	ΔM_y [%]
EMDM	base	-37,7	-58,5
	topo	165,0	33,4
EMDA	base	1,0	-72,2
	topo	329,9	-41,3

Aqui se observa que ao nível da base na ductilidade média ocorre uma redução dos 2 esforços, mas ao nível do topo aparece um agravamento. Para a ductilidade alta deu-se um agravamento do esforço transversal em todas as secções, embora ao nível da base este aumento tenha sido residual. Relativamente ao momento flector houve um ganho substancial em todas as secções.

Surge assim uma incongruência pois as regras do EC8 para o edifício EMDA conduzem a uma redução de 70 % no diagrama de momentos mas não provocam redução no corte relativamente à classe de ductilidade mais baixa.

Na Tabela 5.11 estão representados o esforço axial reduzido máximo, bem como o momento flector reduzido máximo, obtido para os 3 casos nas combinações sísmicas. Nesta tabela é ainda apresentado o esforço axial reduzido para a combinação CQ.

Tabela 5.11 – Esforço axial reduzido e momento reduzido para a parede A nos 3 casos em análise.

Edifício	v_{CQ}	$v_{comb.sismica}$	μ_y
EMDB	0,28	0,26	0,27
EMDM	0,28	0,21	0,11
EMDA	0,28	0,20	0,08

5.3.3.2. Parede B

Neste elemento foram obtidos os esforços ao nível da base e de todos os pisos. Nos anexos B4, B5 e B6 estão representados os esforços ao nível da base de cada 2 pisos obtidos através do cálculo estrutural, para os 3 edifícios.

Edifício EMDB

Os diagramas de esforços obtidos na parede A deste edifício através da análise estrutural, para as várias combinações sísmicas, estão representados na Figura 5.19 e na Figura 5.20.

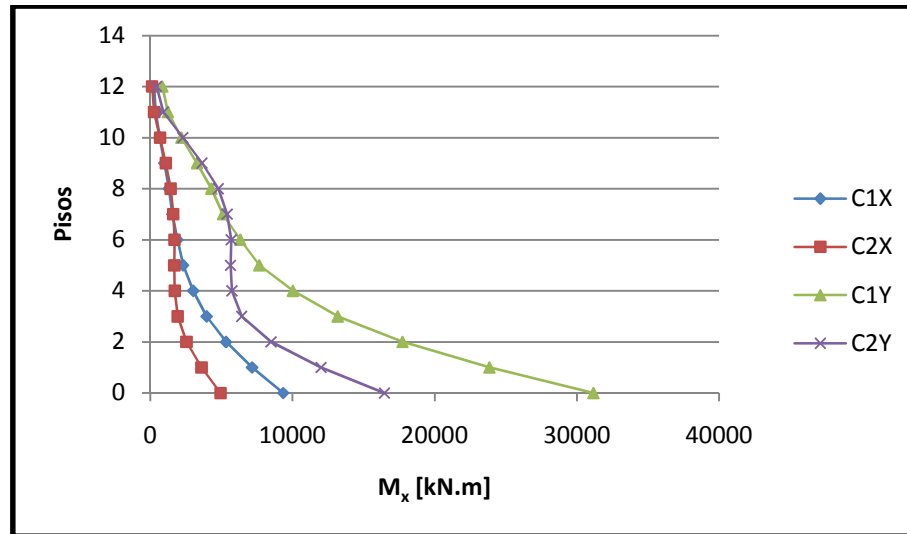


Figura 5.19 – Diagrama de M_x na parede B do edifício EMDb

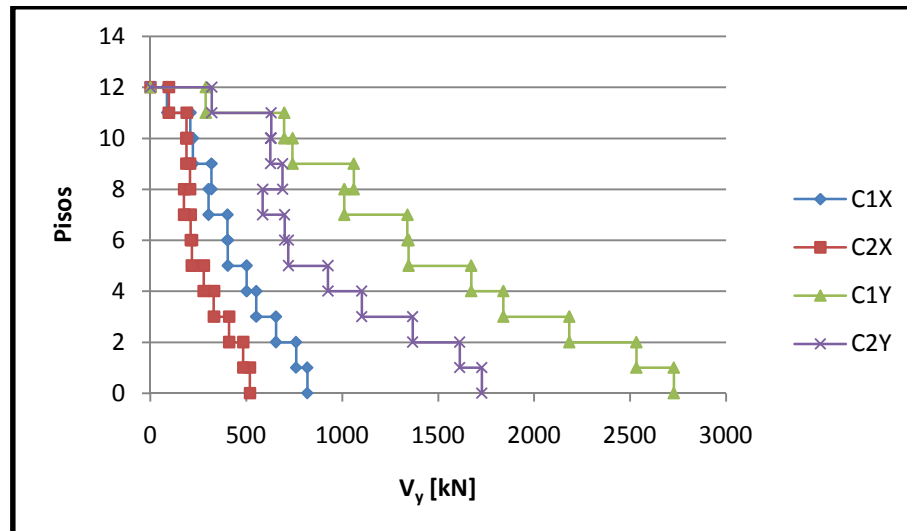


Figura 5.20 – Diagrama de V_y na parede B do edifício EMDb

Como se observa o momento M_y diminui em altura como era de prever, no entanto o esforço transversal tem um aumento ao nível do 4º piso. Isto deve-se à influência dos modos de vibração mais elevados da estrutura.

Edifício EMDM

Os diagramas de esforços obtidos na parede B deste edifício através da análise estrutural, para as várias combinações sísmicas, estão representados na Figura 5.21 e na Figura 5.22.

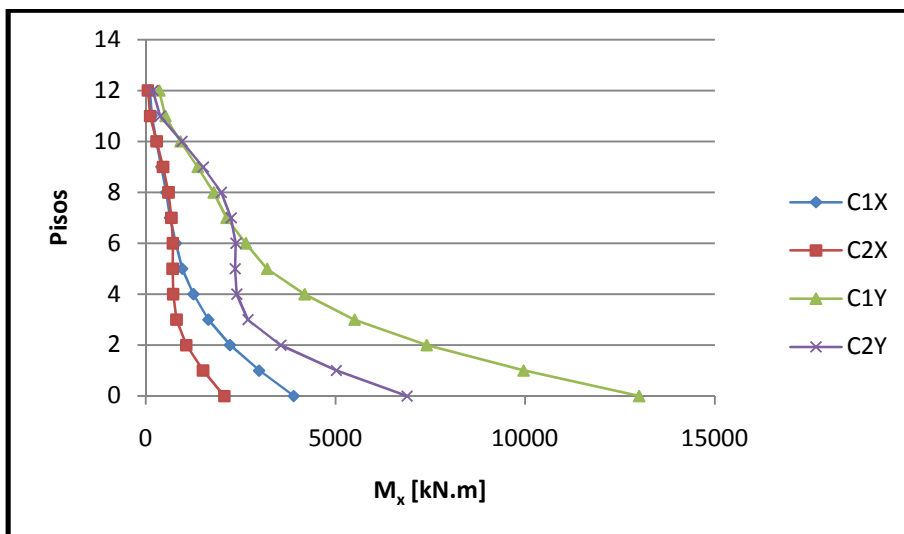


Figura 5.21 – Diagrama de M_x na parede B do edifício EMDM

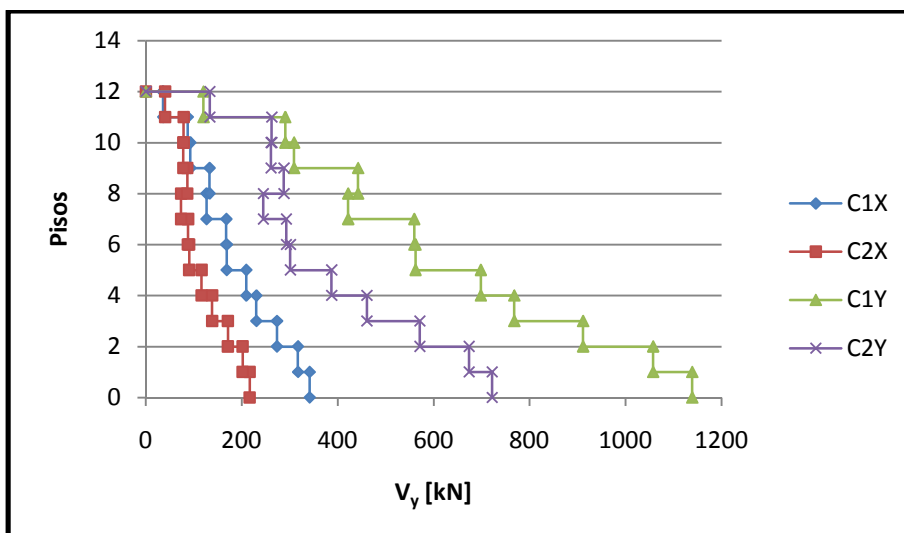


Figura 5.22 – Diagrama de V_y na parede B do edifício EMDM

Este edifício apresenta diagramas idênticos ao EMDB, apenas diminuídos nos valores devido ao factor de comportamento.

Na Figura 5.23 está representado o diagrama M_{Edx} para a combinação sísmica C1Y.

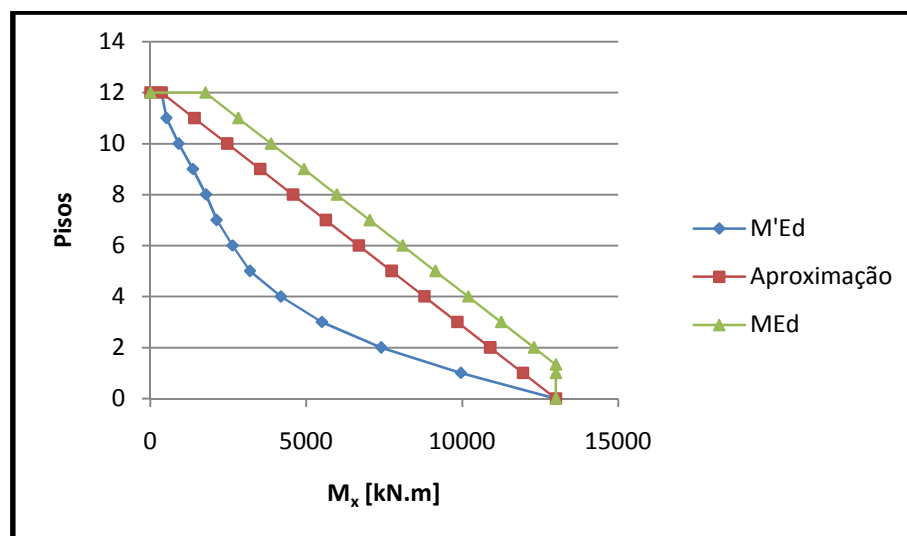


Figura 5.23 – Diagrama de M_{edx} na parede B do edifício EMDM devido a C1Y

Observa-se que com esta construção os momentos nos andares do meio são bastante majorados.

Na Tabela 5.12 estão representados os valores dos momentos de cálculo que serão utilizados no dimensionamento.

Tabela 5.12 – Momentos de cálculo da parede B do edifício EMDM

Combinação				
Piso	C1X	C1Y	C2X	C2Y
0	3902	13006	2066	6886
2	3607	12304	1909	6514
4	2974	10195	1574	5397
6	2342	8087	1239	4280
8	1709	5979	904	3164
10	1077	3870	569	2047

Na Figura 5.24 está representado o diagrama V_{edy} para a combinação sísmica C1Y

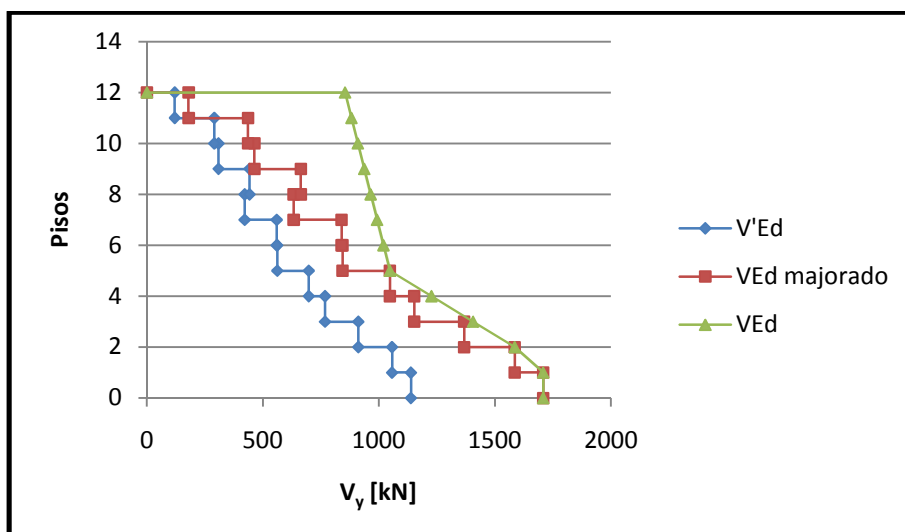


Figura 5.24 – Diagrama de V_{EdY} na parede B do edifício EMDM devido a C1Y

Também neste caso são os pisos superiores a sofrer um agravamento de esforço transversal devido à construção regulamentar.

Na Tabela 5.13 estão representados os valores dos esforços transversos de cálculo que serão utilizados no dimensionamento.

Tabela 5.13 – Esforço transversal de cálculo da parede B do edifício EMDM

Pisos	C1Y	C2Y
0	1708,2	1082,7
2	1586,0	1010,6
4	1226,9	724,1
6	1019,7	575,2
8	964,5	563,9
10	909,3	552,6

Edifício EMDA

Os diagramas de esforços obtidos na parede A deste edifício através da análise estrutural, para as várias combinações sísmicas, estão representados na Figura 5.25 e na Figura 5.26.

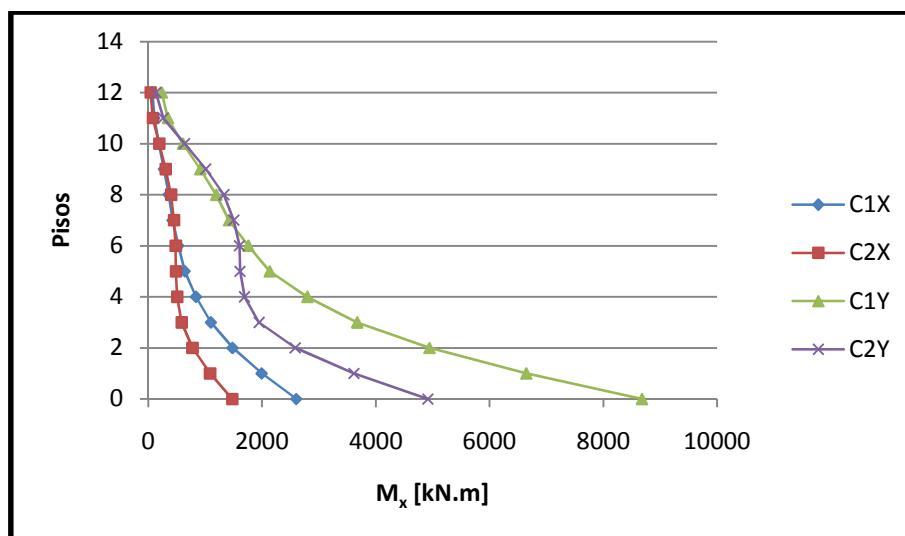


Figura 5.25 – Diagrama de M_x na parede B do edifício EMDA

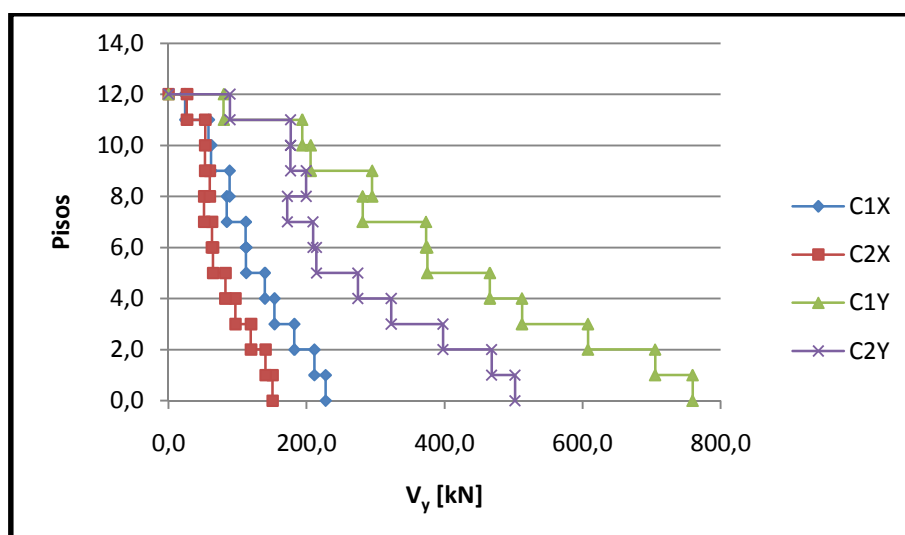


Figura 5.26 – Diagrama de V_y na parede B do edifício EMDA

Este edifício apresenta diagramas idênticos ao EMDB, apenas diminuídos nos valores devido ao factor de comportamento.

Na Figura 5.27 está representado o diagrama M_{Edx} para a combinação sísmica C1Y.

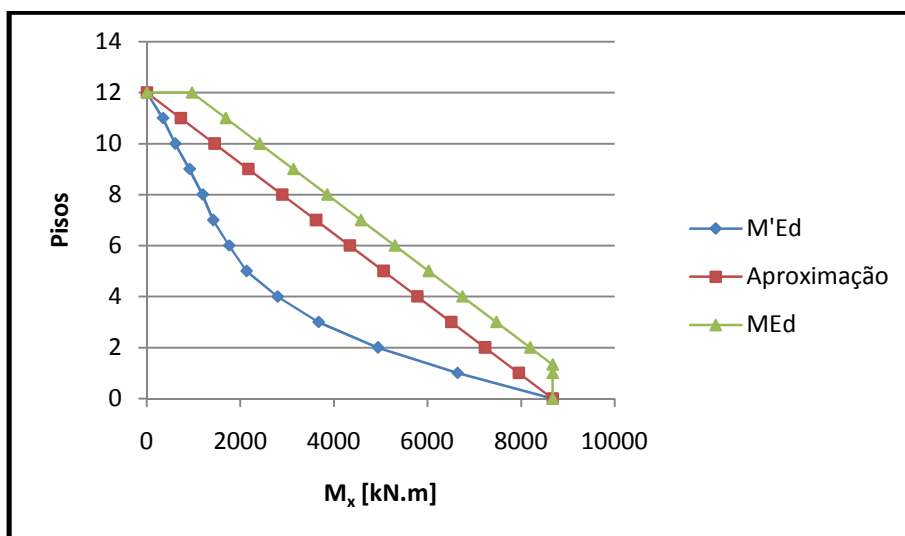


Figura 5.27 – Diagrama de M_{Edx} na parede B do edifício EMDA devido a C1Y

Observa-se que com esta construção os momentos nos andares do meio são bastante majorados.

Na Tabela 5.14 estão representados os valores dos momentos de cálculo que serão utilizados no dimensionamento.

Tabela 5.14 – Momentos de cálculo da parede B do edifício EMDA

Piso	Combinação			
	C1X	C1Y	C2X	C2Y
0	2602	8675	1473	4911
2	2405	8193	1362	4646
4	1984	6747	1123	3849
6	1562	5301	884	3053
8	1140	3855	645	2257
10	718	2410	406	1460

Na Figura 5.28 está representado o diagrama V_{Edy} para a combinação sísmica C1Y

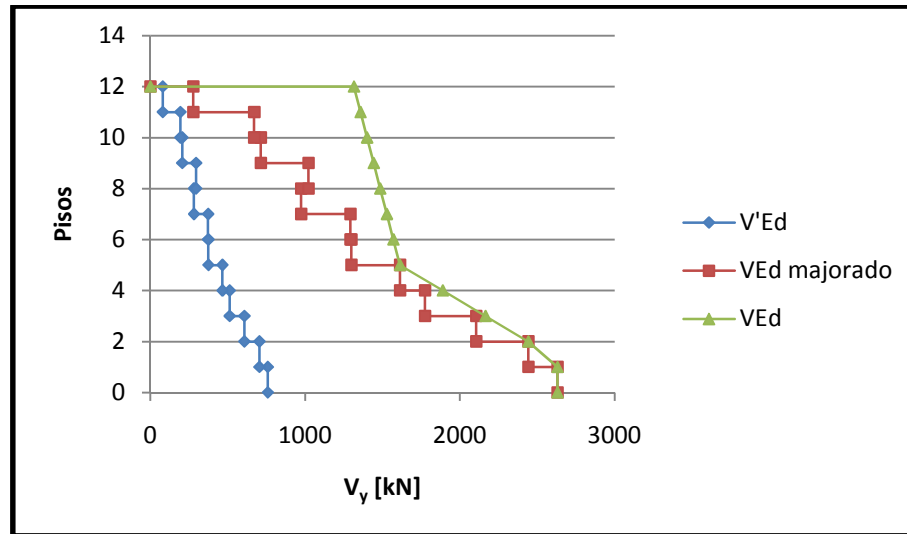


Figura 5.28 – Diagrama de V_{EdY} na parede B do edifício EMDA devido a C1Y

Também neste caso são os pisos superiores a sofrer um agravamento de esforço transversal devido à construção regulamentar.

Na Tabela 5.15 estão representados os valores dos esforços transversos de cálculo que serão utilizados no dimensionamento.

Tabela 5.15 – Esforço transversal de cálculo da parede B do edifício EMDA

Pisos	C1Y	C2Y
0	2630	2711
2	2442	2529
4	1889	1830
6	1570	1463
8	1485	1427
10	1400	1391

Também aqui se passa o mesmo que na parede A em que há um grande valor de esforço transversal, incompatível com o momento considerado.

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 5.16 estão representadas as variações percentuais médias dos esforços referidos, para a globalidade das combinações sísmicas, em relação ao edifício EMDA para a secção da base e do topo.

Tabela 5.16 – Variação percentual dos esforços transversos e momentos flectores, nas combinações sísmicas e nos diversos edifícios, na base e no topo da parede B em relação ao edifício EMDB

Edifício	Localização	ΔV [%]	ΔM_x [%]
EMDM	base	-37,4	-58,2
	topo	182,2	42,0
EMDA	base	-0,6	-72,1
	topo	347,8	-22,3

Aqui se observa o mesmo que já se tinha obtido para a parede A. Ao nível da base na ductilidade média ocorre uma redução dos 2 esforços, mas ao nível do topo aparece um agravamento. Para a ductilidade alta deu-se um agravamento do esforço transversal em todas as secções, embora ao nível da base este aumento tenha sido residual. Relativamente ao momento flector houve um ganho substancial em todas as secções, principalmente ao nível da base.

Também aqui surge uma incongruência pois as regras do EC8 para o edifício EMDB conduzem a uma redução de 70 % no diagrama de momentos mas não provocam redução no corte relativamente à classe de ductilidade mais baixa.

Na Tabela 5.17 estão representados o esforço axial reduzido máximo, bem como o momento flector reduzido máximo, obtido para os 3 casos nas combinações sísmicas. Nesta tabela é ainda apresentado o esforço axial reduzido para a combinação CQ.

Tabela 5.17 – Esforço axial reduzido e momento reduzido para a parede B nos 3 casos em análise.

Edifício	v_{CQ}	$v_{comb.sismica}$	μ_x
EMDB	0,24	0,24	0,25
EMDM	0,24	0,19	0,10
EMDA	0,24	0,18	0,07

5.3.4. ARMADURAS NOS ELEMENTOS DE ANÁLISE

Esta armadura é calculada utilizando o programa de cálculo 2D DESIGN ULS, para a base e a cada 2 pisos, tendo-se tido em atenção a possibilidade do pior caso estar acima da secção dimensionada, e fazendo os ajustes relativos à armadura no caso de isso acontecer. Nas tabelas apresentadas a armadura de cálculo deve-se apenas aos esforços enquanto a armadura realizada inclui as condicionantes dos 2 eurocódigos. Na direcção da parede foi realizado o cálculo do diagrama de momentos flectores como prescrito no EC8 para as ductilidades mais altas. Na direcção transversal, visto nada ser dito, considerou-se o momento instalado em cada combinação.

No cálculo da resistência ao esforço transversal considerou-se como aproximação $d = 0,9 \cdot l_w$.

5.3.4.1. Armadura longitudinal na parede A

Edifício EMDB

Os valores de armadura de cálculo obtidos para a parede A, neste caso, estão explícitos na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Armadura longitudinal da parede A pertencente ao edifício EMDB

Pisos	Área [cm ²]	Armadura adoptada	Condicionante
1 - 2	232,5	(40 ϕ 25 + 18 ϕ 16)	Cálculo estrutural
3 - 4	95,1	(12 ϕ 25 + 18 ϕ 16)	
5 - 6	45,5	(8 ϕ 20 + 18 ϕ 12)	
7 - 8	36,4	(8 ϕ 16 + 18 ϕ 12)	
9 - 10	42,2	(38 ϕ 12)	
11 - 12	72,1	(64 ϕ 12)	

Esta armadura aumentou ligeiramente a partir do 8 piso visto o esforço axial ir diminuindo e o momento perpendicular ao plano em análise se manter praticamente constante. Os últimos 2 pisos foram condicionados pelos momentos provocados na parede pela laje no topo do edifício. Os valores de armadura foram apenas condicionados pelo cálculo. A zona de extremidade da secção da base da parede está representada na Figura 5.29 da sub secção 5.3.4.2

Edifício EMDM

Para este edifício a armadura longitudinal de cálculo da Parede A está expressa na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 – Armadura longitudinal de cálculo da parede A pertencente ao edifício EMDM

Pisos	Área [cm ²]	Realização	$\epsilon_{c,max}$ (‰)	Condicionante
1 - 2	53,1	(18 ϕ 16 + 8 ϕ 12 + 10 ϕ 10)	-	Cálculo estrutural
3 - 4	50,3	(18 ϕ 16 + 18 ϕ 10)	1,09	
5 - 6	42,3	(14 ϕ 16 + 18 ϕ 10)	0,74	
7 - 8	32,7	(10 ϕ 16 + 16 ϕ 10)	0,64	
9 - 10	25,5	(10 ϕ 12 + 18 ϕ 10)	0,56	
11 - 12	45,2	(40 ϕ 12)	0,28	

Neste caso a armadura longitudinal foi condicionada pelo cálculo estrutural em todos os pisos. A extensão do betão foi verificada com recurso ao programa 2D DESIGN SLS considerando apenas flexão composta. A taxa de armadura vertical mínima nas secções transversais extremas da zona crítica (EE) não irá ser condicionante, no entanto optou-se por se usar como diâmetro mínimo dentro dos mesmos ϕ 12 para não tornar o espaçamento mínimo devido à encurvadura muito penalizante. Os parâmetros necessários para o cálculo das dimensões dos EE, bem como da taxa de armadura lá

presente, estão indicados na Tabela 5.20. Estes resultados são os valores finais de um cálculo iterativo, pois não é possível saber a armadura total que está na alma sem saber a dimensão dos EE.

Tabela 5.20 – Cálculo das características dos EE da parede A do edifício EMDM

Parâmetro	Valor
ν_d	0,21
ω_v	0,017
l_w [m]	4,00
b_c [m]	0,30
b_0 [m]	0,224
x_u [m]	1,24
ε_{cu2}	0,0035
$\alpha \cdot \omega_{wd}$	0,090
μ_ϕ	6,2
$\varepsilon_{sy,d}$	0,002175
$\varepsilon_{cu2,c}$	0,0125
$l_{c,min}$ [m]	0,89

Com este valor de $l_{c,min}$ adoptou-se para comprimento do EE 0,95 m que conduziu a uma taxa de armadura no seu interior de $\rho = 0,0077$. A zona de extremidade da secção da base da parede está representada na Figura 5.30 da sub secção 5.3.4.2

Edifício EMDA

Para este edifício a armadura longitudinal de cálculo da Parede A está expressa na Tabela 5.21.

Tabela 5.21 – Armadura longitudinal de cálculo da parede A pertencente ao edifício EMDA

Pisos	Área [cm ²]	Realização	$\varepsilon_{c,max}$ (‰)	Condicionante
1 - 2	42,7	(28 ϕ 12 + 14 ϕ 10)	-	$\rho_{min} = 0,005$ nos EE
3 - 4	26,7	(34 ϕ 10)	1,04	$A_{s,min} = 0,002A_c$
5 - 6	26,7	(34 ϕ 10)	0,79	
7 - 8	26,7	(34 ϕ 10)	0,62	
9 - 10	26,7	(34 ϕ 10)	0,53	Cálculo estrutural
11 - 12	42,7	(28 ϕ 12+14 ϕ 10)	0,75	

Neste caso a armadura longitudinal foi condicionada pela armadura mínima em praticamente todos os pisos ($\rho = 0,002$). Estes resultados já reflectem o facto de dentro da zona crítica (pisos 1 e 2) as zonas

dos EE serem condicionadas pela armadura mínima obrigatória nessa região, como iremos ver mais à frente. Os parâmetros necessários para o cálculo das dimensões dos EE, bem como da taxa de armadura lá presente, estão indicados na Tabela 5.22.

Tabela 5.22 – Cálculo das características dos EE do edifício EMDA

Parâmetro	Valor
ν_d	0,20
ω_v	0,024
$\alpha \cdot \omega_{wd}$	0,162
$l_{c,min}$ [m]	1,01

Com este valor de $l_{c,min}$ adoptou-se para comprimento do EE 1,05 m que conduziu a uma taxa de armadura no seu interior de $\rho = 0,0050$. A zona de extremidade da secção da base da parede está representada na Figura 5.31 da sub secção 5.3.4.2

Para garantir a segurança da alma face às tracções associadas ao corte, o Eurocódigo8 prevê o calculo de uma armadura vertical e uma armadura horizontal no caso do rácio $\alpha_s = M_{Ed}/V_{Ed} \cdot l_w$ ser menor que 2. É precisamente isso que acontece em todos os pisos do edifício. A armadura vertical é directamente dependente da armadura horizontal e do esforço axial instalado. No caso desta parede o ρ_v nunca ultrapassa o mínimo, sendo que esta armadura só seria necessária nos 4 pisos superiores. Os valores da armadura horizontal que permitiram chegar a esta conclusão estão em 5.3.4.2.

Relativamente à parede é agora necessário verificar a possível ocorrência de deslizamento por corte na base. Os parâmetros e a armadura adicional necessária estão representados na Tabela 5.23.

Tabela 5.23 – Verificação da junta da base na parede A do edifício EMDA

Parâmetro	Valor	Unidades
M_{ed}	3749	[kN.m]
N_{ed}	-3623	[kN]
V_{ed}	2417	
A_{sj}	11	[cm ²]
V_{dd}	120	[kN]
μ_f	0,7	
z	3,2	[m]
ξ	0,27	
η	0,54	
V_{fd}	1845	[kN]
A_{s1}	19,6 (4 ϕ 20)	[cm ²]
V_{id}	604	[kN]
$V_{rd,S}$	2568	

Esta armadura extra leva a uma aumento do momento resistente de cálculo de cerca de cerca de 21 kN.m, que comparado com o valor total se pode considerar residual. Nos restantes cálculos não serão tidos em conta esta armadura, visto não haver regras para o seu comprimento, nem correlações com as restantes regras do EC8, como sejam o cálculo da armadura de esforço transverso ou mesmo da dimensão do EE

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 5.24 estão representadas as variações percentuais da armadura longitudinal na parede A dos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB.

Tabela 5.24 – Variação percentual da armadura longitudinal na parede A dos diversos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB.

Edifício	$A_{sl,m}$ [cm ²]	ΔA_{sl} [%]
EMDB	87,3	-
EMDM	41,5	-52,4
EMDA	32,0	-63,3

Como se pode observar a redução de armadura longitudinal foi muito significativa nos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB, conseguindo-se uma redução de armaduras longitudinais superiores a 50%.

5.3.4.2. Armadura transversal na parede A

Esta armadura foi calculada com recurso ao programa de cálculo Excel e considerando $\cot(\theta)=2$ para todos os casos. Para o cálculo de $V_{rd,c}$ considerou-se simplifcadamente que a armadura de tracção longitudinal seria 50% da armadura total da parede. Este valor, embora conservativo, evita o cálculo da posição do eixo neutro nas diversas situações.

Edifício EMDB

Na Tabela 5.25 estão representados os esforços transversos actuante e resistente da parede em análise para a secção da base, bem como a armadura necessária para verificação à rotura. Na Tabela 5.26 estão representadas as armaduras de esforço transverso necessárias para os vários pisos para a verificação à rotura. No cálculo verificou-se ainda, como era de esperar, que a direcção y está longe de ser condicionante.

Tabela 5.25 – Cálculo da armadura de esforço transverso para a base da parede A do edifício EMDB

Direcção da análise	x	Unidades
V_{ed}	2392,9	
$V_{rd,c}$	888,6	[kN]
$V_{rd,c\ min}$	668,3	
Solução	$\phi 10\ (2r) // 0,18$	-
$A_{sw/s}$	8,73	[cm ² /m]
$V_{rd,s}$	2429,1	[kN]

Tabela 5.26 – Armadura de esforço transverso para a parede A do edifício EMDB

Pisos	Solução	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Condicionante
[1 - 2]	$\phi 10\ (2r) // 0,18$	8,73	
[3 - 4]	$\phi 10\ (2r) // 0,26$	6,04	
[5 - 6]	$\phi 8\ (2r) // 0,22$	4,57	Cálculo estrutural
[7 - 8]	$\phi 8\ (2r) // 0,24$	4,19	
[9 - 10]	$\phi 6\ (2r) // 0,18$	3,14	
[11 - 12]	$\phi 8\ (2r) // 0,22$	4,57	$1/4 \times A_{sv}$

Em toda a altura foi necessária armadura de esforço transverso devida ao cálculo, mas nos 2 pisos superiores foi mais crítica a imposição de armadura mínima. Na secção da base apenas se considerou no cálculo dessa área mínima a alma, ou seja, a parte da parede situada nas zonas transversais extremas (tal como o EC8 prevê para a classe de ductilidade mais alta), pois essa zona terá uma cintagem especial devido às elevadas tensões. Este critério também será usado na parede B e nos outros edifícios. Numa atitude de projecto seria razoável adoptar-se nos pisos 9-10 a mesma armadura dos pisos 7-8, mantendo-se o mesmo diâmetro de armadura transversal.

Visto que em nenhuma secção a área de armadura longitudinal excede 2% da área de betão não há regras aplicáveis ao espaçamento mínimo entre os estribos.

Nos 2 primeiros pisos deverá ser realizada ainda uma cintagem especial dos varões que estão localizados nas zonas extremas da parede, de forma a serem devidamente cintados pois encontram-se em zonas de elevadas tensões. Essa cintagem, não definida regulamentarmente, esta representada na Figura 5.29, consistindo em varões $\phi 10(2r) // 0,18$.

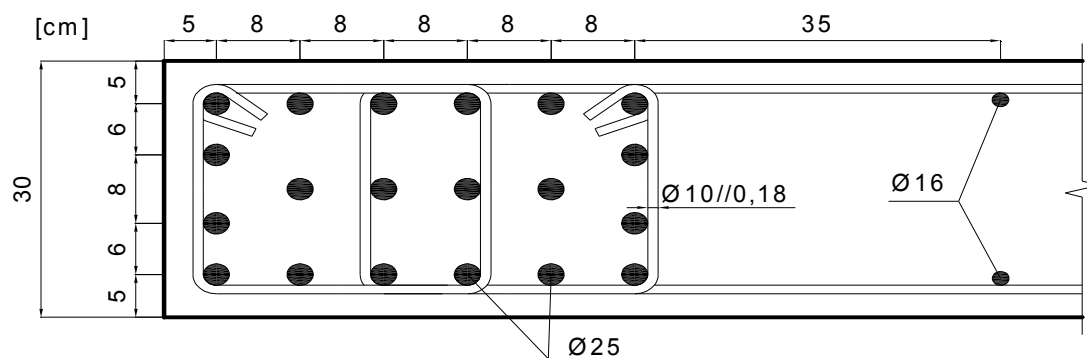


Figura 5.29 – Cintagem da zona transversal extrema da parede A do edifício EMDB

Na alma da parede o espaçamento entre os varões é o máximo regulamentar, ou seja 400mm. Foi utilizado este espaçamento com vista a estabelecer-se uma solução com menor número de varões, portanto de mais fácil execução, garantindo-se ainda assim todas as disposições regulamentares. Do ponto de vista de projecto seria conveniente utilizarem-se soluções com afastamentos menores das armaduras longitudinais, garantindo-se um melhor controlo da fendilhação devida a efeitos de corte e deformação impedida.

Edifício EMDM

Na Tabela 5.27 estão representadas as armaduras de esforço transverso necessárias para os vários pisos para a verificação aos estados limites últimos.

Tabela 5.27 – Armadura de esforço transverso de cálculo para a parede A do edifício EMDM

Pisos	Solução	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Condicionante
[1 - 2]	$\phi 8$ (2r) // 0,18	5,59	Cálculo estrutural
[3 - 4]	$\phi 8$ (2r) // 0,20	5,03	
[5 - 6]	$\phi 8$ (2r) // 0,26	3,87	
[7 - 8]	$\phi 8$ (2r) // 0,30	3,35	
[9 - 10]	$\phi 6$ (2r) // 0,18	3,14	
[11 - 12]	$\phi 6$ (2r) // 0,19	2,98	

Em toda a altura foi necessária armadura de esforço transverso devida ao cálculo. Visto que em nenhuma secção a área de armadura longitudinal excede 2% da área de betão não há regras aplicáveis ao espaçamento mínimo entre os estribos.

A zona crítica neste caso é de pelo menos 5,7m mas será adoptada como 6m para coincidir com a altura de 2 pisos. Como foi visto em 5.3.4.1 o valor de $\alpha \cdot \omega_{wd}$ necessário é de 0,09. No cálculo desta armadura foi considerado como volume de armadura transversal a representada na Figura 5.30, sem considerar as sobreposições de estribos. Com isto obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 5.28.

Tabela 5.28 – Armadura de esforço transverso para para o EE da parede A do edifício EMDM

Parâmetro	Valor
$V_{aço}$ [cm ³ /camada]	151 ($\phi 8$)
s [cm]	0,09
$V_{núcleo}$ [cm ³]	16200
α	0,505
ω_{wd} existente	0,242
$\alpha\omega_{wd}$ necessário	0,090
$\alpha\omega_{wd}$ real	0,123

Foi utilizada esta cintagem devido a imposição de garantia de ductilidade mas também ao espaçamento máximo entre cintas, que neste caso é de 9cm.

No EC8 não é claro se é obrigatório cintar todos os varões longitudinais dentro dos EE ou se basta usar as regras relativas aos pilares. Neste trabalho optou-se por usar as condicionantes dos pilares visto não se ver razão aparente para nas paredes ser mais gravoso, no entanto, se for de facto obrigatório cintar tudo, pode ser necessário recorrer ao agrupamento de varões longitudinais em alguns casos de forma a aumentar o espaço livre entre ramos de cintagem, permitindo assim uma melhor betonagem. A cintagem adoptada está representada na Figura 5.30.

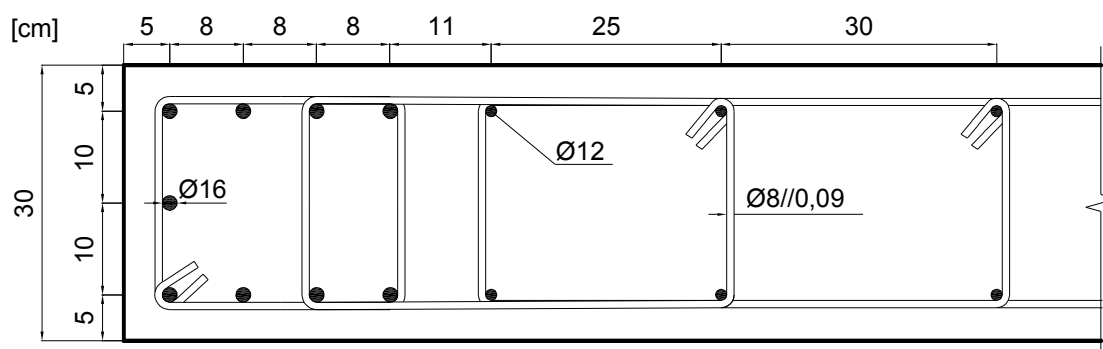


Figura 5.30 – Cintagem da zona transversal extrema da parede A do edifício EMDM

Edifício EMDA

Na Tabela 5.29 estão representadas as armaduras de esforço transverso necessárias para os vários pisos para a verificação à rotura.

Tabela 5.29 – Armadura de esforço transverso de cálculo para a parede A do edifício EMDA

Pisos	Solução	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Condicionante
[1 - 2]	$\phi 12$ (2r) // 0,12	18,85	Rotura por tracção da alma devido ao esforço transverso
[3 - 4]	$\phi 12$ (2r) // 0,13	17,40	
[5 - 6]	$\phi 12$ (2r) // 0,16	14,14	
[7 - 8]	$\phi 10$ (2r) // 0,14	11,21	
[9 - 10]	$\phi 10$ (2r) // 0,14	11,21	
[11 - 12]	$\phi 10$ (2r) // 0,15	10,45	

Visto $\alpha_s < 2$ em todos os casos não seria necessário verificar a rotura por esforço transverso segundo o EC2, mas sim verificar rotura por tracção da alma devido ao esforço transversal segundo o EC8. No trabalho verificaram-se as 2 regras e constatou-se que a regra do EC8 foi sempre mais gravosa como seria de esperar.

A zona crítica neste caso é de pelo menos 5,7m mas será adoptada como 6m para coincidir com a altura de 2 pisos. Como foi visto em 5.3.4.1 o valor de $\alpha \cdot \omega_{wd}$ necessário é de 0,162 no EE. No cálculo desta armadura foi considerado como volume de armadura transversal a representada na Figura 5.31, sem contar com as sobreposições de estribos. Com isto obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 5.30.

Tabela 5.30 – Armadura de esforço transverso para o EE da parede A do edifício EMDA

Parâmetro	Valor
$V_{aço}$ [cm ³ /camada]	171 ($\phi 8$)
s [cm]	0,07
$V_{núcleo}$ [cm ³]	14140
α	0,591
ω_{wd} existente	0,315
$\alpha \omega_{wd}$ necessário	1,161
$\alpha \omega_{wd}$ real	0,186

Foi utilizada esta cintagem devido a imposição de garantia de ductilidade mas também ao espaçamento máximo entre cintas, que neste caso é de 7cm.

Esta cintagem está representada na Figura 5.31.

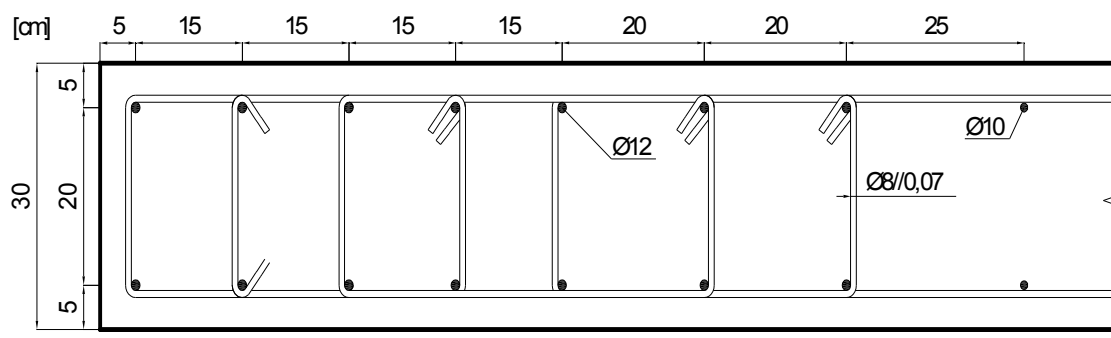


Figura 5.31 – Cintagem da zona transversal extrema da parede A do edifício EMDA

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 5.31 estão representadas as diminuições percentuais da armadura transversal da parede A nos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB.

Tabela 5.31 – Variação percentual da armadura transversal na parede A dos diversos edifícios em relação ao edifício EMDB.

Edifício	$A_{st,m}$ [cm^2/m]	ΔA_{st} [%]
EMDB	5,2	-
EMDM	4,0	-23,3
EMDA	13,9	166,5

Neste caso a verificação não foi feita em termos de volume porque os comprimentos dos estribos são iguais em todos os casos. Nesta comparação não estão incluídas as quantidades de armadura transversal dos EE.

Como se observa, utilizando a ductilidade média obtém-se um ganho substancial em termos de armadura de esforço transverso nesta parede, mas usando uma ductilidade elevada este valor sofre um significativo aumento, sendo necessária mais cerca de 165% de armadura. Este aumento dá-se principalmente devido à utilização de $\cot(\theta)=1$.

5.3.4.3. Armadura longitudinal na parede B

Edifício EMDB

Os valores de armadura obtidos para a parede B, neste caso, estão explícitos na Tabela 5.32

Tabela 5.32 – Armadura longitudinal da parede B pertencente ao edifício EMDB

Pisos	Área [cm ²]	Armadura adoptada	Condicionante
1 - 2	279,9	(48 ϕ 25 + 22 ϕ 16)	Cálculo estrutural
3 - 4	130,8	(16 ϕ 25 + 26 ϕ 16)	
5 - 6	59,0	(8 ϕ 20 + 30 ϕ 12)	
7 - 8	39,7	(8 ϕ 16 + 30 ϕ 10)	
9 - 10	42,8	(8 ϕ 16 + 34 ϕ 10)	
11 - 12	47,5	(42 ϕ 12)	

Esta armadura aumentou ligeiramente a partir do 8 piso, tal como na parede A. O aumento de armadura nos 2 pisos superiores deve-se essencialmente ao efeito da laje, visto o esforço axial ir diminuindo e o momento perpendicular ao plano em análise se manter praticamente constante. Estes valores foram apenas condicionados pelo cálculo. A zona de extremidade da secção da base da parede está representada na Figura 5.32 da sub secção 5.3.4.4.

Edifício EMDM

Para este edifício a armadura longitudinal da Parede B está expressa na Tabela 5.33.

Tabela 5.33 – Armadura longitudinal da parede B pertencente ao edifício EMDM

Pisos	Área [cm ²]	Armadura adoptada	$\epsilon_{c,max}$ (‰)	Condicionante
1 - 2	63,1	(10 ϕ 20 + 28 ϕ 12)	-	Cálculo estrutural
3 - 4	63,1	(10 ϕ 20 + 28 ϕ 12)	0,84	
5 - 6	58,6	(10 ϕ 20 + 24 ϕ 12)	0,70	
7 - 8	46,0	(6 ϕ 20 + 24 ϕ 12)	0,63	
9 - 10	34,1	(6 ϕ 16 + 28 ϕ 10)	0,52	
11 - 12	46,0	(6 ϕ 20 + 24 ϕ 12)	0,30	

Também neste caso a armadura longitudinal foi condicionada pelo cálculo estrutural em todos os pisos. A taxa de armadura vertical mínima nas secções transversais extremas da zona crítica não irá ser condicionante. Os parâmetros necessários para o cálculo das dimensões dos EE, bem como da taxa de armadura lá presente, estão indicados na Tabela 5.34. Estes resultados são os valores finais de um cálculo iterativo, pois a armadura total que está na alma depende da dimensão dos EE.

Tabela 5.34 – Cálculo das características dos EE da parede B do edifício EMDM

Parâmetro	Valor
ν_d	0,21
ω_v	0,024
$\alpha \cdot \omega_{wd}$	0,079
$l_{c,min}$ [m]	0,97

Com este valor de $l_{c,min}$ adoptou-se para comprimento do EE 1,10 m que conduziu a uma taxa de armadura no seu interior de $\rho = 0,0075$. A zona de extremidade da secção da base da parede está representada na Figura 5.33 da sub secção 5.3.4.4.

Edifício EMDA

Para este edifício a armadura longitudinal da Parede B está expressa na Tabela 5.35.

Tabela 5.35 – Armadura longitudinal da parede B pertencente ao edifício EMDA

Pisos	Área [cm ²]	Realização	$\varepsilon_{c,max}$ (‰)	Condicionante
1 - 2	53,5	(32 ϕ 12 + 22 ϕ 10)	-	$\rho_{min} = 0,005$ nos EE
3 - 4	33,0	(42 ϕ 10)	0,65	$A_{s,min} = 0,002A_c$
5 - 6	33,0	(42 ϕ 10)	0,53	
7 - 8	33,0	(42 ϕ 10)	0,42	
9 - 10	33,0	(42 ϕ 10)	0,31	
11 - 12	44,1	(32 ϕ 12+10 ϕ 10)	0,49	Cálculo estrutural

Os parâmetros necessários para o cálculo das dimensões dos EE, bem como da taxa de armadura lá presente, estão indicados na Tabela 5.36.

Tabela 5.36 – Cálculo das características dos EE do edifício EMDA

Parâmetro	Valor
ν_d	0,18
ω_v	0,03
$\alpha \cdot \omega_{wd}$	0,147
$l_{c,min}$ [m]	1,148

Com este valor de $l_{c,min}$ adoptou-se para comprimento do EE 1,20 m que conduziu a uma taxa de armadura no seu interior de $\rho = 0,00503$. A zona de extremidade da secção da base da parede está representada na Figura 5.34 da sub secção 5.3.4.4.

A armadura necessária para garantir a segurança da alma face às tracções associadas ao corte não foi em nenhuma das secções condicionante para a parede, pois o $\rho_{v,min}$ necessário através desta regra é inferior ao prescrito no EC8. Esta armadura vertical é directamente dependente da armadura horizontal e do esforço axial instalado. Os valores da armadura horizontal que permitiram chegar a esta conclusão estão em 5.3.4.4.

Relativamente à parede é agora necessário verificar a possível ocorrência de deslizamento por corte na base. Os parâmetros e a armadura adicional necessária estão representados na Tabela 5.37.

Tabela 5.37 – Verificação da junta da base na parede B do edifício EMDA

Parâmetro	Valor	Unidades
M_{ed}	4911	[kN.m]
N_{ed}	-3762	
V_{ed}	2711	[kN]
V_{dd}	120	
V_{fd}	2133	
A_{s1}	19,6 (4 ϕ 20)	
ângulo	45	[cm ²]
V_{id}	604	[kN]
$V_{rd,S}$	2925	

Esta armadura extra leva a uma aumento do momento resistente de cálculo de cerca de cerca de 21 kN.m, que comparado com o valor total se pode considerar residual.

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 5.38 estão representadas as variações percentuais da armadura longitudinal na parede B dos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB.

Tabela 5.38 – Variação percentual da armadura longitudinal na parede A dos diversos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB.

Edifício	$A_{sl,m}$ [cm ²]	ΔA_{sl} [%]
EMDB	100,0	
EMDM	51,8	-48,2
EMDA	38,3	-61,7

Também aqui a redução de armadura longitudinal foi muito significativa nos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB, conseguindo-se uma redução de armadura longitudinal superior a 45%.

5.3.4.4. Armadura transversal na parede B

Esta armadura foi calculada com recurso ao programa de cálculo Excel e considerando $\cot(\theta)=2$ para todos os casos.

Edifício EMDB

Na Tabela 5.39 estão representadas as armaduras de esforço transverso necessárias para os vários pisos para a verificação à rotura. A direcção y foi a condicionante tal como era de esperar.

Tabela 5.39 – Armadura de esforço transverso
para a parede B do edifício EMDB

Pisos	Solução	$A_{sw/s}$ [cm^2/m]	Condicionante
[1 - 2]	$\phi 10$ (2r) // 0,20	7,85	Cálculo estrutural
[3 - 4]	$\phi 10$ (2r) // 0,24	6,54	$1/4 \times A_{sv}$
[5 - 6]	$\phi 8$ (2r) // 0,25	4,02	Cálculo estrutural
[7 - 8]	$\phi 8$ (2r) // 0,26	3,87	
[9 - 10]	$\phi 6$ (2r) // 0,18	3,14	
[11 - 12]	$\phi 6$ (2r) // 0,23	2,46	$1/4 \times A_{sv}$

Em toda a altura foi necessária armadura de esforço transverso devida ao cálculo mas em algumas secções foi mais condicionante a armadura mínima de $1/4 \times A_{sv}$. Visto também aqui em nenhuma secção a área de armadura longitudinal exceder 2% da área de betão não há regras aplicáveis ao espaçamento mínimo entre os estribos.

Nos 2 primeiros pisos deverá ser realizada ainda uma cintagem especial dos varões que estão localizados nas zonas transversais extremas da parede ao nível dos 2 primeiros pisos, de forma a serem devidamente cintados. Essa cintagem, não regulamentar, esta representada na Figura 5.32, consistindo em varões $\phi 10(2r) // 0,20$.

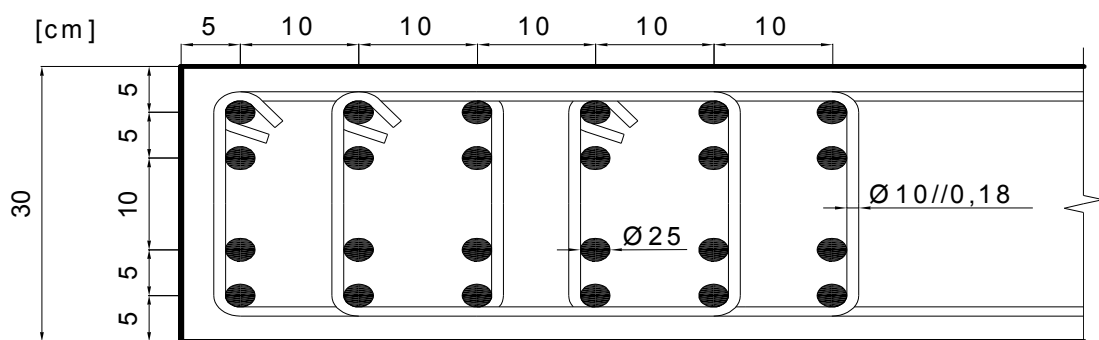


Figura 5.32 – Cintagem da zona transversal extrema da parede B do edifício EMDB

Na alma da parede o espaçamento entre os varões é o máximo regulamentar, ou seja 400mm.

Edifício EMDM

Na Tabela 5.40 estão representadas as armaduras de esforço transverso necessárias para os vários pisos para a verificação à rotura.

Tabela 5.40 – Armadura de esforço transverso para a parede A do edifício EMDM

Pisos	Solução	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Condicionante
[1 - 2]	φ8 (2r) // 0,20	5,03	Cálculo estrutural
[3 - 4]	φ8 (2r) // 0,22	4,57	
[5 - 6]	φ8 (2r) // 0,28	3,59	
[7 - 8]	φ6 (2r) // 0,19	2,98	
[9 - 10]	φ6 (2r) // 0,20	2,83	
[11 - 12]	φ6 (2r) // 0,21	2,69	

Em toda a altura da parede foi necessária armadura de esforço transverso devida ao cálculo estrutural. Visto em nenhuma secção a área de armadura longitudinal exceder 2% da área de betão não há regras aplicáveis ao espaçamento mínimo entre os estribos.

A zona crítica, neste caso, é de pelo menos 5,7m mas será adoptada como 6m para coincidir com a altura de 2 pisos tal como na parede A. Como foi visto em 5.3.4.3 o valor de $\alpha \cdot \omega_{wd}$ necessário é de 0,079. No cálculo desta armadura foi considerado como volume de armadura transversal a representada na Figura 5.33, sem contar com as sobreposições de estribos. Com isto obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 5.41.

Tabela 5.41 – Armadura de esforço transverso para o EE da parede B do edifício EMDM

Parâmetro	Valor
$V_{aço}$ [cm ³]	141 (φ8)
$V_{núcleo}$ [cm ³]	16200
s [cm]	0,09
α	0,376
ω_{wd} existente	0,226
$\alpha\omega_{wd}$ necessário	0,078
$\alpha\omega_{wd}$ real	0,085

Neste caso o limite máximo de espaçamento de cintas imposto pelo EC8 é de 9,6cm.

Esta cintagem está representada na Figura 5.33.

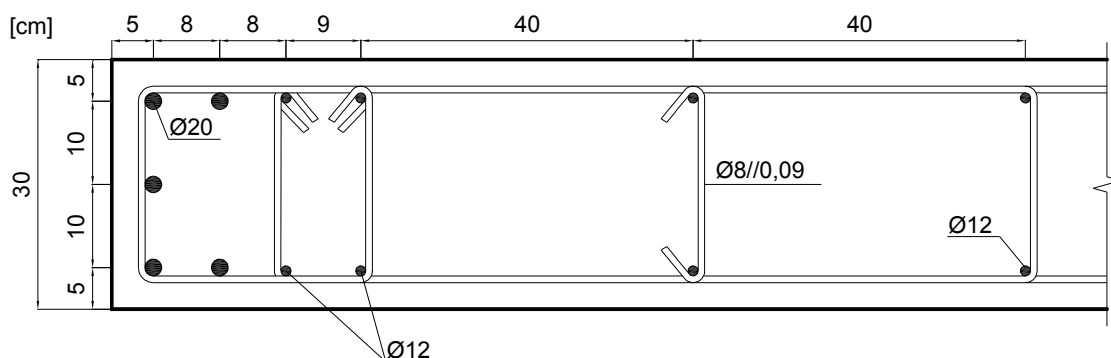


Figura 5.33 – Cintagemda zona transversal extrema da parede A do edifício EMDM

Edifício EMDA

Na Tabela 5.42 estão representadas as armaduras de esforço transverso necessárias para os vários pisos para a verificação à rotura. A direcção condicionante foi a y.

Tabela 5.42 – Armadura de esforço transverso
para a parede B do edifício EMDA

Pisos	Solução	Asw/s [cm ² /m]	Condicionante
[1 - 2]	$\phi 12$ (2r) // 0,13	17,40	Rotura por tracção da alma devido ao esforço transverso
[3 - 4]	$\phi 12$ (2r) // 0,14	16,16	
[5 - 6]	$\phi 12$ (2r) // 0,18	12,57	
[7 - 8]	$\phi 10$ (2r) // 0,16	9,82	
[9 - 10]	$\phi 10$ (2r) // 0,16	9,82	
[11 - 12]	$\phi 10$ (2r) // 0,16	9,82	

A zona crítica neste caso é de pelo menos 5,7m mas será adoptada como 6m para coincidir com a altura de 2 pisos. Como foi visto em 5.3.4.1 o valor de $\alpha \cdot \omega_{wd}$ necessário é de 0,147 no EE. No cálculo desta armadura foi considerado como volume de armadura transversal a representada na Figura 5.31, sem contar com as sobreposições de estribos. Com isto obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 5.43.

Tabela 5.43 – Armadura de esforço transverso para o EE da parede A do edifício EMDA

Parâmetro	Valor
$V_{aço}$ [cm ³ /camada]	161 (φ8)
s [cm]	0,07
$V_{núcleo}$ [cm ³]	16100
α	0,581
ω_{wd} existente	0,260
$\alpha\omega_{wd}$ necessário	0,147
$\alpha\omega_{wd}$ real	0,151

Foi utilizada esta cintagem devido a imposição de garantia de ductilidade mas também ao espaçamento máximo entre cintas, que neste caso é de 7cm.

Esta cintagem está representada na Figura 5.34.

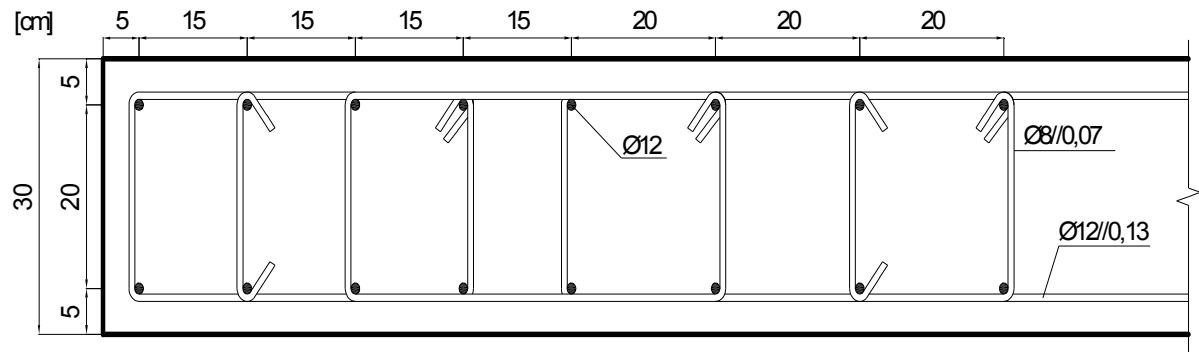


Figura 5.34 – Cintagem da zona transversal extrema da parede A do edifício EMDA

Comparação entre os edifícios

Na Tabela 5.44 estão representadas as diminuições percentuais da armadura transversal da parede B nos edifícios EMDM e EMDA em relação ao edifício EMDB.

Tabela 5.44 – Variação percentual da armadura transversal na parede B dos diversos edifícios em relação ao edifício EMDB.

Edifício	$A_{st,m}$ [cm ² /m]	ΔA_{st} [%]
EMDB	4,6	
EMDM	3,6	-22,2
EMDA	12,6	171,1

Como se observa, utilizando a ductilidade média obtém-se um ganho substancial em termos de armadura de esforço transverso nesta parede, mas usando uma ductilidade elevada este valor sofre um

enorme aumento, sendo necessária mais cerca de 170% desta armadura. Este aumento dá-se principalmente devido à utilização de $\cot(\theta)=1$.

5.4. CONCLUSÕES

Quando se projecta para ductilidade baixa os momentos e armadura na base são muito penalizados ao contrário do que acontece nas outras classes. Porém, verifica-se que em termos de esforço transversal a ductilidade média conduz ao menor diagrama, sendo que no edifício EMDA este esforço é muito idêntico ao do edifício EMDB.

Pela análise realizada constatou-se que a ductilidade média levou a uma poupança de armadura longitudinal e transversal, mesmo tendo em conta que os resultados finais não incluem a armadura transversal dos EE, o que torna o projecto com esta classe bastante atractivo até porque as regras e verificações não são muito difíceis de aplicar, embora impliquem uma dispensa de tempo substancialmente superior à de ductilidade baixa.

A ductilidade alta por outro lado apenas conduziu a uma poupança de armadura longitudinal um pouco superior à média, mas necessitou de uma armadura transversal muito superior a qualquer um dos edifícios projectados com as outras classes. Além disso apresenta uma série de regras adicionais, algumas de difícil aplicação. Neste âmbito é de referir que a obrigatoriedade de calcular a extensão do betão para definir a taxa de armadura vertical mínima a utilizar não é de todo prática. Verificou-se no entanto que, sendo a armadura dimensionada à flexão desviada e tendo em conta o excesso de armadura que geralmente as secções têm, a extensão de 0,002 dificilmente é atingida. Verifica-se também que para esta condição a secção mais condicionante está imediatamente acima da zona crítica. Utilizando esta classe de ductilidade necessária ainda a verificação da rotura da alma por tracção devida ao esforço transversal e a verificação ao escorregamento devidas ao esforço transversal nas juntas, regras estas que não são necessárias nas outras classes. Por estes motivos não parece muito atractivo dimensionar segundo esta classe edifícios com paredes de contraventamento.

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Ao longo deste trabalho foram analisados os principais aspectos presentes no EC8 relativos ao dimensionamento sísmico de edifícios. Procedeu-se ao dimensionamento sísmico de dois tipos de estruturas regulares, um correspondente a estruturas em pórtico e o outro correspondente a estruturas mistas pórtico/parede, com o principal objectivo de se avaliar os aspectos mais relevantes da aplicação do EC8, de forma a identificarem-se as principais dificuldades e discutirem-se as implicações das prescrições deste código na solução final. O dimensionamento destas estruturas foi efectuado para as 3 classes de ductilidade previstas no EC8, no sentido de se avaliar as diferenças que resultam da opção por cada uma das classes de ductilidade no projecto de edifícios.

Através do dimensionamento das estruturas em pórtico concluiu-se que quando se opta por uma classe de ductilidade baixa (EC2) o corte basal é fortemente penalizado devido à imposição do factor de comportamento $q=1.5$. Isto reflecte-se no dimensionamento da estrutura para níveis mais elevados de esforços, resultando portanto uma estrutura com maior capacidade resistente, podendo resultar ainda uma menor deformação aquando do evento sísmico.

Relativamente à armadura de esforço transversal verificou-se um pequeno ganho com a opção da classe de ductilidade média, especificamente nos pilares, e uma forte penalização com a opção da classe de ductilidade alta, também ao nível dos pilares. Esta penalização deve-se essencialmente à necessidade de garantia de ductilidade na base dos mesmos e ainda ao espaçamento máximo permitido entre estribos relacionado com a encurvadura dos varões da armadura longitudinal.

Relativamente à armadura longitudinal verificou-se um ganho muito substancial quando se dimensionou para as classes de ductilidade mais altas, embora a diferença entre a classe média e alta tenha sido pouco significativa, principalmente devido à armadura dos pilares estar em geral condicionada por uma taxa mínima de armadura. Atendendo a esta condicionante é conveniente otimizar as secções dos pilares mas é necessário ter em atenção que se estes elementos ficarem demasiado flexíveis isto pode conduzir a valores elevados dos deslocamentos horizontais, “drifts” entre pisos elevados, e ainda a uma eventual necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem.

Verificou-se ainda que para as classes de ductilidade média e alta os valores dos esforços transversais a considerar no dimensionamento são significativamente superiores aos valores obtidos directamente do cálculo, o que acaba por atenuar, do ponto de vista das armaduras transversais, os efeitos do nível de corte basal ser menor nestas estruturas relativamente à estrutura de baixa ductilidade.

Devido a este conjunto de factores, propõem-se que em casos de estruturas simples e de poucos pisos se adopte directamente no dimensionamento a opção da classe de ductilidade baixa pois embora

conduza a uma solução menos económica do ponto de vista material, permite a economia de tempo, visto que o cálculo de estruturas de ductilidade mais elevada torna-se moroso principalmente devido à regra da capacidade resistente para a determinação do esforço transversal de cálculo. No caso da estrutura em análise ser relativamente alta, começando assim a economia material a ter um papel preponderante, deve-se ponderar a opção da classe de ductilidade média. Não se vê no entanto muita vantagem em dimensionar para a classe de ductilidade alta visto começar a haver um forte agravamento das armaduras de esforço transversal para garantir a ductilidade adequada, que em alguns casos pode ainda tornar a execução mais trabalhosa.

Através do dimensionamento das estruturas pórtico-parede verificou-se que no caso de se projectar considerando a classe de ductilidade baixa os esforços e consequentemente as armaduras das paredes ao nível da base são fortemente penalizados. Relativamente ao esforço transversal verificou-se que os valores máximos do diagrama de cálculo estavam muito próximos para as classes de ductilidade média e alta, devendo-se isto principalmente ao factor de majoração do esforço transversal usado na ductilidade alta. Este factor aparentemente leva a resultados que não se poderão verificar na realidade, pois conduz a valores do esforço transversal muito elevados, não compatíveis com a capacidade resistente à flexão na base das paredes obtida a partir do dimensionamento das armaduras longitudinais para os momentos flectores que resultam do cálculo. Este facto pode-se dever à rigidez da estrutura analisada ser relativamente baixa, portanto com uma frequência baixa, o que conduz a que o factor de majoração do esforço transversal cresça substancialmente.

Através da análise estrutural verifica-se que a opção da classe de ductilidade média conduz a um ganho substancial de armadura longitudinal e transversal, o que torna o projecto com esta opção bastante atractivo, até porque embora obrigue à aplicação de mais algumas regras que o projecto para a classe de ductilidade baixa, estas são de aplicação relativamente simples, sendo apenas necessário que na tradução do EC8 se clarifiquem algumas regras um pouco dúbias.

No caso do dimensionamento para a classe de ductilidade alta, obteve-se uma poupança de armadura longitudinal relativamente baixa em relação à classe de ductilidade média, mas relativamente à armadura transversal acabou por ser a classe de ductilidade alta a que conduziu a uma maior necessidade de armadura. Além desta desvantagem, a opção pela ductilidade alta obriga ainda ao cumprimento de uma série de regras específicas, sendo que algumas não são de aplicação directa. Uma destas regras conduz à necessidade de calcular a extensão do betão para definir a taxa de armadura vertical mínima a utilizar, regra esta que não é de toda prática em situações de projecto. Verificou-se no entanto que, sendo a armadura dimensionada à flexão desviada e tendo em conta o excesso de armadura que geralmente as secções têm, a extensão de 0,002 dificilmente é atingida. Verifica-se também que para esta condição a secção mais condicionante está imediatamente acima da zona crítica.

Devido a todos os factores atrás assinalados considera-se que no caso de estruturas com paredes de contraventamento a classe de ductilidade média deve ser explorada pois conduz a ganhos substanciais em termos de materiais, e visto estas paredes serem usadas principalmente em edifícios relativamente altos esse factor assume especial importância.

Na generalidade verificou-se que a opção pela classe de ductilidade alta penaliza fortemente as armaduras transversais das paredes, pelo que a sua utilização deverá ser avaliada em termos económicos. Este é de resto um aspecto, que pode suscitar ainda algumas dúvidas, devendo portanto ser objecto de análise detalhada.

6.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO

Como desenvolvimentos a este trabalho são várias as sugestões, sendo estas de seguida enunciadas:

- Estudo mais elaborado e profundo sobre os aspectos relacionados com as armaduras transversais que parecem ser exageradas através das regras do EC8 para as classes de ductilidade mais altas.
- Estudo de edifícios com núcleos rígidos, de forma a aferir quais são os resultados obtidos no caso de termos uma estrutura mais rígida e possibilitando assim uma análise de edifícios altos.
- Aplicação de uma análise não linear sobre os edifícios estudados, de forma a avaliar o comportamento sísmico destes edifícios, possibilitando assim mais um critério de ponderação para a escolha da ductilidade a adoptar em projecto para um dado edifício.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, J. M. (2003). *Critérios de utilização de programas de cálculo automático integral na análise e no dimensionamento sísmico de estruturas de edifícios*.
- Brito, J., & Gomes, A. Análise Comparativa da Aplicação do REBAP e do Eurocódigo 8 a Estruturas Reticuladas de Betão Armado. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)*, vol. 41, 29-48.
- Cartage. (1971). Obtido em Abril de 2008, de Cartage: <http://www.cartage.org>
- Carvalho, C. (2007). Anexo Nacional do Eurocódigo 8 - Consequências para o dimensionamento em Portugal. *Sismica 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica* (pp. 47-62). Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Chopra, A. K. (2007). *Dinamic of Structures - Theory and Apllications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Pearson Prentice Hall.
- Clinton, J. (2005). Obtido em Janeiro de 2008, de <http://richter.uprm.edu/~jclinton/Lectures/9/9buildings.htm>
- Computers and Structures, Inc. (2007). SAP2000 advanced 11.0.0 - Structural analysis program.
- Delgado, R. (2006). Projecto de estruturas sismo-resistentes de acordo com o Eurocódigo 8. *Construção Magazine*.
- Eurocode 8. (Dezembro de 2004). Design of structures for earthquake resistance - Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- Eurocódigo 2. (Abril de 2004). Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- Lam, N., Wilson, J., & Hutchinson, G. (1998). The ductility Reductio Factor in the Seismic Design of Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 749-769.
- Lu, Y., Hong, H., Carydys, P., & Mouzakis, H. (2001). Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels. *Engineering Structures*, 537-547.
- National Geofisical Data Center. (2007). Obtido em Outubro de 2007, de <http://www.ngdc.noaa.gov>
- Panagiotacos, T., & Fardis, M. (2004). Seismic Performance of RC Frames Designed to Eurocode 8 or to the Greek Codes 2000. *Bulletin os Earthquake Engineering*, 221-259.
- Pinheiro, N., Costa, M., & Vila Pouca, N. (13 a 16 de Dezembro de 2006). Dimensionamento à flexão Composta Desviada de Secções Genéricas de Betão Armado - Programa 2D Design. (LNEC, Ed.) *JPPE 2006*.
- Robertson, Y., & Durrani, A. (s.d.). *University of Hawaii - Department of Civil and Environmental Engineering*. Obtido em Dezembro de 2007, de University of Hawai'I at Manoa - College of Engineering: <http://www.eng.hawaii.edu/~ian/peer/rob-rice/robertson.htm>
- Slark, T., & V., K. (s.d.). Initial conceptual design of earthquake resistant r/c and masonry buildings according to Eurocode8.

ANEXOS

- Anexo A 1:** Esforços máximos dos pilares 2,7 e 8 nos nós b e c do edifício EDM.
- Anexo A 2:** Esforços máximos dos pilares 2,7 e 8 nos nós b e c do edifício EDA1.
- Anexo A 3:** Esforços máximos dos pilares 2,7 e 8 nos nós b e c do edifício EDA2.
- Anexo A 4:** Esforços máximos da viga 5 no nó b dos edifícios EDM, EDA1 e EDA2.
- Anexo A 5:** Armadura longitudinal dos pilares 2, 7 e 8 do edifício EDM.
- Anexo A 6:** Armadura longitudinal dos pilares 2, 7 e 8 do edifício EDA1.
- Anexo A 7:** Armadura longitudinal dos pilares 2, 7 e 8 do edifício EDA2.
- Anexo A 8:** Armadura longitudinal da viga 5 no nó b dos edifícios EDM, EDA1 e EDA2.
- Anexo A 9:** Momentos resistentes da viga 5 e dos pilares 2, 7 e 8 nos nós b e c do edifício EDM.
- Anexo A 10:** Momentos resistentes da viga 5 e dos pilares 2, 7 e 8 nos nós b e c do edifício EDA1.
- Anexo A 11:** Momentos resistentes da viga 5 e dos pilares 2, 7 e 8 nos nós b e c do edifício EDA2.
- Anexo B 1:** Esforços máximos nas bases dos pisos na parede A do edifício EMDB
- Anexo B 2:** Esforços máximos nas bases dos pisos na parede A do edifício EMDM
- Anexo B 3:** Esforços máximos nas bases dos pisos na parede A do edifício EMDA
- Anexo B 4:** Esforços máximos nas bases dos pisos na parede B do edifício EMDB
- Anexo B 5:** Esforços máximos nas bases dos pisos na parede B do edifício EMDM
- Anexo B 6:** Esforços máximos nas bases dos pisos na parede B do edifício EMDA

Esforços máximos do pilar 2 no nó b do edifício EDM

c	Comb.	P _{max} (-)	P _{min} (-)	V _{max,x}	V _{max,y}	M _{x,max} (+)	M _{x,max} (-)	M _{y,max} (+)	M _{y,max} (-)
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
b	C1X	-1070,3	-1070,3	84,3	31,3	40,7	-40,7	120,2	-120,2
	C1Y	-1070,3	-1070,3	25,3	104,2	135,5	-135,5	36,1	-36,1
	C2X	-1070,3	-1070,3	45,3	16,8	22,3	-22,3	64,8	-64,8
	C2Y	-1070,3	-1070,3	13,6	55,9	74,2	-74,2	19,4	-19,4
	CQ	-1733,3	-1733,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Esforços máximos do pilar 7 no nó c do edifício EDM

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{lx,max} (+) [kN.m]	M _{lx,max} (-) [kN.m]	M _{ly,max} (+) [kN.m]	M _{ly,max} (-) [kN.m]
c	C1X	-799,9	-724,5	122,0	19,9	44,0	6,5	195,9	-195,9
	C1Y	-888,0	-636,4	36,6	44,4	87,8	-37,2	58,8	-58,8
	C2X	-782,6	-741,7	66,4	15,1	35,5	15,0	107,4	-107,4
	C2Y	-830,4	-694,0	19,9	28,5	59,4	-8,9	32,2	-32,2
	CQ	-1189,5	-1189,5	0,0	15,6	41,8	41,8	0,0	0,0

Esforços máximos do pilar 8 no nó c do edifício EDM

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
c	C1X	-579,8	-533,8	90,4	44,3	-26,7	-67,6	119,0	-119,0
	C1Y	-633,6	-480,1	27,1	76,4	21,1	-115,3	35,7	-35,7
	C2X	-569,7	-543,9	48,6	37,9	-36,1	-58,1	65,0	-65,0
	C2Y	-599,9	-513,7	14,6	55,1	-10,5	-83,7	19,5	-19,5
	CQ	-867,7	-867,7	0,0	50,5	-78,0	-78,0	0,0	0,0

Esforços máximos do pilar 2 no nó b do edifício EDA1

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
b	C1X	-1061,2	-1061,2	53,8	19,4	25,8	-25,8	76,9	-76,9
	C1Y	-1061,2	-1061,2	16,1	64,6	86,1	-86,1	23,1	-23,1
	C2X	-1061,2	-1061,2	29,5	10,7	14,5	-14,5	42,3	-42,3
	C2Y	-1061,2	-1061,2	8,8	35,5	48,4	-48,4	12,7	-12,7
	CQ	-1719,0	-1719,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Esforços máximos do pilar 7 no nó c do edifício EDA1

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
c	C1X	-791,6	-744,3	74,3	16,7	38,5	16,2	112,3	-112,3
	C1Y	-846,7	-689,2	22,3	31,7	64,4	-9,7	33,7	-33,7
	C2X	-781,0	-754,8	41,8	13,8	33,7	21,1	63,9	-63,9
	C2Y	-811,6	-724,3	12,5	22,3	48,4	6,4	19,2	-19,2
	CQ	-1198,5	-1198,5	0,0	16,9	45,2	45,2	0,0	0,0

Esforços máximos do pilar 8 no nó c do edifício EDA1

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
c	C1X	-576,0	-546,4	54,5	41,2	-37,3	-63,4	71,6	-71,6
	C1Y	-610,5	-511,9	16,3	61,6	-6,9	-93,9	21,5	-21,5
	C2X	-569,7	-552,7	29,9	37,2	-43,2	-57,6	40,2	-40,2
	C2Y	-589,5	-532,8	9,0	48,4	-26,5	-74,3	12,0	-12,0
	CQ	-874,5	-874,5	0,0	53,6	-83,3	-83,3	0,0	0,0

Esforços máximos do pilar 2 no nó b do edifício EDA2

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
b	C1X	-1070,1	-1070,1	44,9	17,3	22,4	-22,4	64,2	-64,2
	C1Y	-1070,1	-1070,1	13,5	57,6	74,6	-74,6	19,3	-19,3
	C2X	-1070,1	-1070,1	29,6	11,0	14,5	-14,5	42,5	-42,5
	C2Y	-1070,1	-1070,1	8,9	36,8	48,5	-48,5	12,7	-12,7
	CQ	-1733,2	-1733,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Esforços máximos do pilar 7 no nó c do edifício EDA2

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
c	C1X	-781,0	-736,6	54,3	15,8	36,4	11,5	95,6	-95,6
	C1Y	-832,8	-684,7	16,3	31,8	65,4	-17,5	28,7	-28,7
	C2X	-773,0	-744,5	36,1	13,4	32,0	15,9	63,6	-63,6
	C2Y	-806,3	-711,3	10,8	23,7	50,8	-2,9	19,1	-19,1
	CQ	-1184,0	-1184,0	0,0	14,8	39,6	39,6	0,0	0,0

Esforços máximos do pilar 8 no nó c do edifício EDA2

Nó	Comb.	P _{max} (-) [kN]	P _{min} (-) [kN]	V _{max,x} [kN]	V _{max,y} [kN]	M _{x,max} (+) [kN.m]	M _{x,max} (-) [kN.m]	M _{y,max} (+) [kN.m]	M _{y,max} (-) [kN.m]
c	C1X	-568,3	-541,9	43,4	36,8	-32,8	-56,3	60,5	-60,5
	C1Y	-599,1	-511,0	13,0	55,3	-5,4	-83,7	18,1	-18,1
	C2X	-563,8	-546,4	28,7	33,9	-37,1	-52,1	40,1	-40,1
	C2Y	-584,2	-526,0	8,6	45,7	-19,6	-69,5	12,0	-12,0
	CQ	-864,9	-864,9	0,0	47,7	-73,8	-73,8	0,0	0,0

Esforços máximos da viga 5 no nó b dos edifícios EDM, EDA1 e EDA2

Localização [m]	Comb.	V _{max} [kN]	M _{max} (+) [kN.m]	M _{max} (-) [kN.m]
EDM	C1X	114,3	71,6	-104,8
	C1Y	160,8	88,0	-192,1
	C2X	105,0	68,5	-87,5
	C2Y	130,0	76,9	-134,3
	CQ	155,1	107,3	-111,7
EDA1	C1X	108,1	62,2	-94,2
	C1Y	138,4	71,4	-147,1
	C2X	102,3	60,5	-83,9
	C2Y	118,9	65,5	-113,1
	CQ	156,3	96,2	-118,2
EDA2	C1X	121,9	51,0	-167,0
	C1Y	93,8	39,9	-116,3
	C2X	108,2	45,6	-142,3
	C2Y	89,7	38,3	-108,9
	CQ	133,8	58,0	-155,7

Armadura longitudinal no pilar 2 do edifício EDM

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	0	6,03 (3φ16)
A _{sy}	0	10,05 (5φ16)
A _{stotal}	0	24,13

Armadura longitudinal no pilar 7 do edifício EDM

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	1,38	6,79 (6φ12)
A _{sy}	2,35	4,72 (4φ12)
A _{stotal}	6,58	18,10

Armadura longitudinal no pilar 8 do edifício EDM

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	4,60	6,79 (6φ12)
A _{sy}	3,68	4,72 (4φ12)
A _{stotal}	12,88	18,10

Armadura longitudinal no pilar 2 do edifício EDA1

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	0	6,03 (3φ16)
A _{sy}	0	10,05 (5φ16)
A _{stotal}	0	24,13

Armadura longitudinal no pilar 7 do edifício EDA1

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	0	8,04 (4φ16)
A _{sy}	0	6,03 (3φ16)
A _{stotal}	0	20,11

Armadura longitudinal no pilar 8 do edifício EDA1

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	2,80	8,04 (4φ16)
A _{sy}	1,68	6,03 (3φ16)
A _{stotal}	6,67	20,11

Armadura longitudinal no pilar 2 do edifício EDA2

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	0	6,03 (3 ϕ 16)
A _{sy}	0	8,04 (4 ϕ 16)
A _{stotal}	0	20,11

Armadura longitudinal no pilar 7 do edifício EDA2

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	0,80	4,52 (4 ϕ 12)
A _{sy}	0,80	4,52 (4 ϕ 12)
A _{stotal}	2,44	13,57

Armadura longitudinal no pilar 8 do edifício EDA2

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{sx}	2,16	4,52 (4 ϕ 12)
A _{sy}	2,16	4,52 (4 ϕ 12)
A _{stotal}	6,48	13,57

Armadura longitudinal da viga 5 no nó b do edifício EDM

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{s,sup}	10,75	12,06 (6φ16)
A _{sy,inf}	3,10	6,79 (6φ12)
A _{stotal}	13,85	18,85

Armadura longitudinal da viga 5 no nó b do edifício EDA1

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{s,sup}	9,10	10,05 (5φ16)
A _{sy,inf}	3,00	6,79 (6φ12)
A _{stotal}	12,10	16,84

Armadura longitudinal da viga 5 no nó b do edifício EDA2

Armadura [cm ²]		
	Cálculo	Realizada
A _{s,sup}	8,85	9,17 (4φ16+1φ12)
A _{sy,inf}	3,00	5,31 (4φ12+1φ10)
A _{stotal}	11,85	14,48

Momentos resistentes do pilar 2 do edifício EDM

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	b	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	306,2	425,1	[kN.m]

Momentos resistentes do pilar 7 do edifício EDM

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	b	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	321,8	165,9	[kN.m]

Momentos resistentes do pilar 8 do edifício EDM

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	b	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	299,5	152,1	[kN.m]

Momentos resistentes da viga 5 do edifício EDM

Nó	c	Unidades
$M_{Rb,i}^{max,positivo}$ [kN.m]	143,7	[kN.m]
$M_{Rb,i}^{max,negativo}$ [kN.m]	-251,5	

Momentos resistentes do pilar 2 do edifício EDA1

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	b	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	305,3	424,3	[kN.m]

Momentos resistentes do pilar 7 do edifício EDA1

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	b	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	436,0	216,6	[kN.m]

Momentos resistentes do pilar 8 do edifício EDA1

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	b	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	321,8	164,8	[kN.m]

Momentos resistentes da viga 5 do edifício EDA1

Nó	c	Unidades
$M_{Rb,i}^{max,positivo}$ [kN.m]	129,1	[kN.m]
$M_{Rb,i}^{max,negativo}$ [kN.m]	-189,1	

Momentos resistentes do pilar 2 do edifício EDA2

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	b	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	221,4	337,6	[kN.m]

Momentos resistentes do pilar 7 do edifício EDA2

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	b	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	195,0	126,0	[kN.m]

Momentos resistentes do pilar 8 do edifício EDA2

Direcção da análise	x	y	Unidades
Nó	B	b	-
$M_{Rc,i}$ [kN.m]	184,8	119,9	[kN.m]

Momentos resistentes da viga 5 do edifício EDA2

Nó	c	Unidades
$M_{Rb,i}^{max,positivo}$ [kN.m]	105,5	[kN.m]
$M_{Rb,i}^{max,negativo}$ [kN.m]	-172,7	

Esforços máximos nas bases dos pisos na Parede A do Edifício EMDB

Piso	Comb.	P _{max} (-)	P _{min} (-)	V _{max,x}	V _{max,y}	M _{x,max} (+)	M _{x,max} (-)	M _{y,max} (+)	M _{y,max} (-)
1	C1X	-4068,7	-3026,9	2392,9	38,7	37,0	-75,6	21566,6	-21566,6
	C1Y	-5284,0	-1811,5	717,9	86,3	168,4	-207,0	6470,0	-6470,0
	C2X	-3794,6	-3301,0	1418,2	30,0	11,9	-50,5	11319,6	-11319,6
	C2Y	-4370,5	-2725,0	425,4	57,3	84,8	-123,4	3395,9	-3395,9
	CQ	-5549,7	-5549,7	0,0	30,6	-32,3	-32,3	0,0	0,0
3	C1X	-3511,4	-2582,7	1647,2	70,0	4,3	-113,3	10769,6	-10769,6
	C1Y	-4595,0	-1499,1	494,2	146,1	141,5	-250,5	3230,9	-3230,9
	C2X	-3268,6	-2825,5	978,9	54,4	-25,1	-83,9	5163,9	-5163,9
	C2Y	-3785,5	-2308,6	293,7	94,3	43,4	-152,4	1549,2	-1549,2
	CQ	-4775,2	-4775,2	0,0	62,7	-91,4	-91,4	0,0	0,0
5	C1X	-2873,5	-2134,6	1506,3	90,1	-0,4	-137,4	6658,0	-6658,0
	C1Y	-3735,5	-1272,5	451,9	190,6	159,4	-297,3	1997,4	-1997,4
	C2X	-2683,3	-2324,7	789,0	68,0	-36,4	-101,5	3800,9	-3800,9
	C2Y	-3101,7	-1906,4	236,7	117,0	39,6	-177,5	1140,3	-1140,3
	CQ	-3930,0	-3930,0	0,0	78,9	-115,7	-115,7	0,0	0,0
7	C1X	-2178,3	-1657,9	1144,6	103,7	-14,0	-154,9	4079,5	-4079,5
	C1Y	-2785,5	-1050,8	343,4	212,3	150,4	-319,4	1223,9	-1223,9
	C2X	-2047,7	-1788,6	612,7	79,3	-50,5	-118,4	3539,2	-3539,2
	C2Y	-2349,9	-1486,3	183,8	130,8	28,8	-197,7	1061,7	-1061,7
	CQ	-3013,7	-3013,7	0,0	95,8	-141,5	-141,5	0,0	0,0
9	C1X	-1446,6	-1139,2	859,7	110,0	-31,3	-162,7	3385,6	-3385,6
	C1Y	-1805,3	-780,5	257,9	214,6	122,1	-316,1	1015,7	-1015,7
	C2X	-1371,2	-1214,6	534,0	87,4	-63,3	-130,7	3124,5	-3124,5
	C2Y	-1554,0	-1031,8	160,2	139,0	15,3	-209,3	937,4	-937,4
	CQ	-2032,3	-2032,3	0,0	109,2	-162,3	-162,3	0,0	0,0
11	C1X	-702,3	-578,1	509,6	105,4	-45,6	-159,5	2310,7	-2310,7
	C1Y	-847,2	-433,2	152,9	197,1	87,3	-292,4	693,2	-693,2
	C2X	-672,1	-608,3	451,5	86,9	-72,0	-133,1	1666,1	-1666,1
	C2Y	-746,6	-533,9	135,5	135,4	-0,6	-204,4	499,8	-499,8
	CQ	-1005,7	-1005,7	0,0	110,6	-171,5	-171,5	0,0	0,0

Esforços máximos nas bases dos pisos na Parede A do Edifício EMDM

Piso	Comb.	P _{max} (-)	P _{min} (-)	V _{max,x}	V _{max,y}	M _{x,max} (+)	M _{x,max} (-)	M _{y,max} (+)	M _{y,max} (-)
1	C1X	-3765,4	-3330,2	993,3	26,8	4,2	-42,8	8950,1	-8950,1
	C1Y	-4273,1	-2822,5	298,0	46,7	59,1	-97,7	2685,0	-2685,0
	C2X	-3651,3	-3444,3	588,8	23,2	-6,2	-32,4	4689,0	-4689,0
	C2Y	-3892,7	-3202,9	176,6	34,6	24,2	-62,9	1406,7	-1406,7
	CQ	-5549,7	-5549,7	0,0	30,6	-32,3	-32,3	0,0	0,0
3	C1X	-3241,0	-2853,1	683,8	51,0	-29,9	-79,0	4468,5	-4468,5
	C1Y	-3693,7	-2400,4	205,1	82,8	27,4	-136,3	1340,6	-1340,6
	C2X	-3139,9	-2954,2	406,5	44,5	-42,2	-66,8	2134,2	-2134,2
	C2Y	-3356,6	-2737,5	122,0	61,2	-13,5	-95,5	640,2	-640,2
	CQ	-4775,2	-4775,2	0,0	62,7	-91,4	-91,4	0,0	0,0
5	C1X	-2658,3	-2349,7	625,1	65,0	-40,3	-97,5	2763,5	-2763,5
	C1Y	-3018,4	-1989,6	187,5	107,0	26,4	-164,3	829,1	-829,1
	C2X	-2579,1	-2428,9	326,8	55,8	-55,3	-82,6	1576,9	-1576,9
	C2Y	-2754,5	-2253,5	98,0	76,3	-23,4	-114,4	473,1	-473,1
	CQ	-3930,0	-3930,0	0,0	78,9	-115,7	-115,7	0,0	0,0
7	C1X	-2026,8	-1809,4	475,0	76,6	-55,0	-113,9	1696,4	-1696,4
	C1Y	-2280,4	-1555,8	142,5	122,0	13,7	-182,6	508,9	-508,9
	C2X	-1972,4	-1863,8	253,7	66,5	-70,2	-98,7	1477,3	-1477,3
	C2Y	-2099,0	-1737,2	76,1	88,1	-37,0	-131,9	443,2	-443,2
	CQ	-3013,7	-3013,7	0,0	95,8	-141,5	-141,5	0,0	0,0
9	C1X	-1357,1	-1228,7	356,9	84,0	-69,5	-124,4	1408,0	-1408,0
	C1Y	-1506,9	-1078,9	107,1	127,6	-5,5	-188,5	422,4	-422,4
	C2X	-1325,7	-1260,1	222,0	74,5	-82,9	-111,1	1303,8	-1303,8
	C2Y	-1402,3	-1183,6	66,6	96,1	-49,9	-144,0	391,1	-391,1
	CQ	-2032,3	-2032,3	0,0	109,2	-162,3	-162,3	0,0	0,0
11	C1X	-666,2	-614,3	211,9	82,6	-78,7	-126,3	959,6	-959,6
	C1Y	-726,7	-553,8	63,6	120,9	-23,2	-181,8	287,9	-287,9
	C2X	-653,6	-626,9	188,3	74,9	-89,7	-115,3	692,9	-692,9
	C2Y	-684,8	-595,7	56,5	95,2	-59,9	-145,2	207,9	-207,9
	CQ	-1005,7	-1005,7	0,0	110,6	-171,5	-171,5	0,0	0,0

Esforços máximos nas bases dos pisos na Parede A do Edifício EMDA

Piso	Comb.	P _{max} (-)	P _{min} (-)	V _{max,x}	V _{max,y}	M _{x,max} (+)	M _{x,max} (-)	M _{y,max} (+)	M _{y,max} (-)
1	C1X	-3692,9	-3402,7	666,0	23,9	-3,6	-35,0	6005,6	-6005,6
	C1Y	-4031,5	-3064,1	199,8	37,2	33,0	-71,6	1801,7	-1801,7
	C2X	-3623,0	-3472,6	447,6	21,7	-10,1	-28,6	3748,6	-3748,6
	C2Y	-3798,5	-3297,0	134,3	29,8	11,5	-50,1	1124,6	-1124,6
	CQ	-5549,7	-5549,7	0,0	30,6	-32,3	-32,3	0,0	0,0
3	C1X	-3176,4	-2917,7	458,5	46,4	-38,1	-70,9	2999,9	-2999,9
	C1Y	-3478,3	-2615,8	137,5	67,6	0,1	-109,1	900,0	-900,0
	C2X	-3114,5	-2979,6	308,2	42,5	-45,6	-63,3	1782,5	-1782,5
	C2Y	-3271,8	-2822,3	92,5	54,4	-24,9	-84,0	534,7	-534,7
	CQ	-4775,2	-4775,2	0,0	62,7	-91,4	-91,4	0,0	0,0
5	C1X	-2606,9	-2401,1	419,5	59,0	-49,8	-88,0	1853,5	-1853,5
	C1Y	-2847,1	-2160,9	125,8	87,0	-5,3	-132,5	556,1	-556,1
	C2X	-2558,4	-2449,6	261,6	53,4	-59,0	-78,8	1217,5	-1217,5
	C2Y	-2685,3	-2322,7	78,5	68,2	-35,9	-102,0	365,2	-365,2
	CQ	-3930,0	-3930,0	0,0	78,9	-115,7	-115,7	0,0	0,0
7	C1X	-1990,6	-1845,6	318,7	70,2	-64,8	-104,1	1132,2	-1132,2
	C1Y	-2159,7	-1676,5	95,6	100,4	-19,0	-149,9	339,7	-339,7
	C2X	-1957,2	-1879,0	202,3	63,9	-74,1	-94,8	993,0	-993,0
	C2Y	-2048,4	-1787,8	60,7	79,6	-50,1	-118,9	297,9	-297,9
	CQ	-3013,7	-3013,7	0,0	95,8	-141,5	-141,5	0,0	0,0
9	C1X	-1335,7	-1250,1	239,2	77,7	-78,7	-115,3	939,3	-939,3
	C1Y	-1435,6	-1150,2	71,8	106,8	-36,0	-158,0	281,8	-281,8
	C2X	-1316,4	-1269,4	165,1	71,9	-86,9	-107,1	871,5	-871,5
	C2Y	-1371,4	-1214,5	49,5	87,5	-63,3	-130,7	261,5	-261,5
	CQ	-2032,3	-2032,3	0,0	109,2	-162,3	-162,3	0,0	0,0
11	C1X	-657,5	-622,9	141,5	77,1	-86,7	-118,4	642,7	-642,7
	C1Y	-697,9	-582,6	42,4	102,6	-49,6	-155,4	192,8	-192,8
	C2X	-649,8	-630,7	127,3	72,4	-93,4	-111,6	497,2	-497,2
	C2Y	-672,1	-608,3	38,2	86,8	-72,2	-132,9	149,2	-149,2
	CQ	-1005,7	-1005,7	0,0	110,6	-171,5	-171,5	0,0	0,0

Esforços máximos nas bases dos pisos na Parede B do Edifício EMDB

Piso	Comb.	P _{max} (-)	P _{min} (-)	V _{max,x}	V _{max,y}	M _{x,max} (+)	M _{x,max} (-)	M _{y,max} (+)	M _{y,max} (-)
1	C1X	-6007,3	-1727,2	115,7	818,4	9343,0	-9343,0	303,0	-267,8
	C1Y	-4509,3	-3225,3	46,0	2728,1	31143,3	-31143,3	103,2	-68,0
	C2X	-4882,0	-2852,5	71,4	518,3	4934,7	-4934,7	171,5	-136,3
	C2Y	-4171,7	-3562,9	32,7	1727,6	16448,9	-16448,9	63,8	-28,6
	CQ	-5997,4	-5997,4	27,0	0,0	0,0	0,0	29,3	29,3
3	C1X	-5176,0	-1444,4	184,7	655,1	5318,8	-5318,8	320,7	-218,8
	C1Y	-3870,0	-2750,5	80,0	2183,5	17729,4	-17729,4	131,9	-30,0
	C2X	-4201,5	-2418,9	112,1	410,0	2545,1	-2545,1	184,4	-82,5
	C2Y	-3577,6	-3042,8	58,2	1366,7	8483,8	-8483,8	91,0	10,9
	CQ	-5143,2	-5143,2	59,0	0,0	0,0	0,0	85,6	85,6
5	C1X	-4150,6	-1273,0	231,1	501,6	3008,9	-3008,9	371,6	-237,9
	C1Y	-3143,4	-2280,2	101,2	1672,0	10029,8	-10029,8	158,3	-24,6
	C2X	-3414,6	-2009,0	135,5	277,7	1720,4	-1720,4	211,9	-78,2
	C2Y	-2922,6	-2501,0	72,6	925,6	5734,6	-5734,6	110,4	23,3
	CQ	-4219,8	-4219,8	76,5	0,0	0,0	0,0	112,3	112,3
7	C1X	-3088,3	-1066,8	234,4	401,9	1898,3	-1898,3	348,3	-181,3
	C1Y	-2380,8	-1774,4	110,0	1339,6	6327,8	-6327,8	162,9	4,1
	C2X	-2587,6	-1567,6	141,5	209,9	1708,5	-1708,5	212,8	-45,8
	C2Y	-2230,6	-1924,6	82,1	699,8	5695,1	-5695,1	122,3	44,7
	CQ	-3237,0	-3237,0	94,9	0,0	0,0	0,0	140,0	140,0
9	C1X	-2003,9	-805,8	231,3	318,0	1289,5	-1289,5	329,8	-133,4
	C1Y	-1584,6	-1225,2	115,8	1060,0	4298,4	-4298,4	167,7	28,7
	C2X	-1717,7	-1092,0	148,5	206,7	1435,1	-1435,1	220,2	-23,8
	C2Y	-1498,7	-1311,0	90,9	688,8	4783,5	-4783,5	134,8	61,6
	CQ	-2190,6	-2190,6	110,9	0,0	0,0	0,0	164,4	164,4
11	C1X	-942,7	-458,4	213,4	209,1	655,5	-655,5	303,2	-88,8
	C1Y	-773,2	-627,9	112,7	697,2	2185,2	-2185,2	166,0	48,4
	C2X	-829,8	-571,4	147,0	188,9	684,4	-684,4	215,9	-1,6
	C2Y	-739,3	-661,8	92,7	629,5	2281,4	-2281,4	139,8	74,5
	CQ	-1092,0	-1092,0	116,2	0,0	0,0	0,0	179,2	179,2

Esforços máximos nas bases dos pisos na Parede B do Edifício EMDM

Piso	Comb.	P _{max} (-)	P _{min} (-)	V _{max,x}	V _{max,y}	M _{x,max} (+)	M _{x,max} (-)	M _{y,max} (+)	M _{y,max} (-)
1	C1X	-4755,2	-2979,3	57,5	341,6	3901,9	-3901,9	136,0	-100,8
	C1Y	-4133,7	-3600,9	28,5	1138,8	13006,5	-13006,5	53,1	-17,9
	C2X	-4286,5	-3448,0	39,1	216,5	2065,7	-2065,7	81,4	-46,2
	C2Y	-3993,1	-3741,5	23,0	721,8	6885,7	-6885,7	36,7	-1,5
	CQ	-5997,4	-5997,4	27,0	0,0	0,0	0,0	29,3	29,3
3	C1X	-4084,4	-2536,1	97,2	273,5	2221,8	-2221,8	162,9	-61,0
	C1Y	-3542,5	-3078,0	53,8	911,5	7405,9	-7405,9	84,5	17,4
	C2X	-3678,6	-2941,9	67,0	171,3	1066,9	-1066,9	106,2	-4,3
	C2Y	-3420,7	-3199,7	44,7	571,1	3556,3	-3556,3	67,5	34,4
	CQ	-5143,2	-5143,2	59,0	0,0	0,0	0,0	85,6	85,6
5	C1X	-3308,8	-2114,8	122,6	209,5	1256,4	-1256,4	193,3	-59,6
	C1Y	-2890,9	-2532,7	68,7	698,2	4188,0	-4188,0	104,8	28,9
	C2X	-3002,4	-2421,2	82,8	116,2	719,5	-719,5	126,8	6,9
	C2Y	-2799,0	-2624,6	56,7	387,2	2398,3	-2398,3	84,8	48,9
	CQ	-4219,8	-4219,8	76,5	0,0	0,0	0,0	112,3	112,3
7	C1X	-2497,0	-1658,2	130,4	167,8	791,1	-791,1	193,4	-26,4
	C1Y	-2203,4	-1951,8	78,8	559,5	2637,1	-2637,1	116,5	50,5
	C2X	-2288,7	-1866,5	91,7	87,9	712,2	-712,2	137,0	30,0
	C2Y	-2140,9	-2014,3	67,2	293,0	2374,1	-2374,1	99,5	67,4
	CQ	-3237,0	-3237,0	94,9	0,0	0,0	0,0	140,0	140,0
9	C1X	-1653,5	-1156,3	134,7	132,7	536,5	-536,5	194,3	2,1
	C1Y	-1479,5	-1330,3	86,8	442,4	1788,3	-1788,3	127,0	69,4
	C2X	-1534,5	-1275,3	100,3	86,3	597,8	-597,8	148,8	47,7
	C2Y	-1443,8	-1366,0	76,5	287,7	1992,6	-1992,6	113,4	83,0
	CQ	-2190,6	-2190,6	110,9	0,0	0,0	0,0	164,4	164,4
11	C1X	-801,1	-600,1	129,2	87,2	272,9	-272,9	188,5	25,8
	C1Y	-730,7	-670,4	87,4	290,5	909,7	-909,7	131,6	82,8
	C2X	-754,1	-647,0	101,6	78,7	285,1	-285,1	152,3	62,1
	C2Y	-716,6	-684,5	79,1	262,4	950,5	-950,5	120,7	93,6
	CQ	-1092,0	-1092,0	116,2	0,0	0,0	0,0	179,2	179,2

Esforços máximos nas bases dos pisos na Parede B do Edifício EMDA

Piso	Comb.	P _{max} (-)	P _{min} (-)	V _{max,x}	V _{max,y}	M _{x,max} (+)	M _{x,max} (-)	M _{y,max} (+)	M _{y,max} (-)
1	C1X	-4463,4	-3271,1	43,9	227,8	2602,4	-2602,4	97,0	-61,9
	C1Y	-4046,1	-3688,4	24,5	759,5	8674,5	-8674,5	41,4	-6,2
	C2X	-4219,4	-3515,2	34,0	150,6	1473,4	-1473,4	68,0	-32,8
	C2Y	-3972,9	-3761,6	21,5	502,0	4911,2	-4911,2	32,7	2,5
	CQ	-5997,4	-5997,4	27,0	0,0	0,0	0,0	29,3	29,3
3	C1X	-3830,0	-2790,5	76,8	182,4	1481,8	-1481,8	126,1	-24,2
	C1Y	-3466,1	-3154,3	47,6	607,9	4939,4	-4939,4	73,5	28,4
	C2X	-3618,4	-3002,1	60,9	119,3	774,2	-774,2	96,3	5,6
	C2Y	-3402,7	-3217,8	42,9	397,7	2580,5	-2580,5	64,6	37,3
	CQ	-5143,2	-5143,2	59,0	0,0	0,0	0,0	85,6	85,6
5	C1X	-3112,6	-2311,0	97,3	139,7	837,9	-837,9	151,7	-18,0
	C1Y	-2832,0	-2591,6	61,1	465,7	2793,1	-2793,1	92,3	41,4
	C2X	-2952,2	-2471,4	76,5	82,3	507,0	-507,0	117,1	16,6
	C2Y	-2783,9	-2639,7	54,9	274,2	1690,1	-1690,1	81,9	51,8
	CQ	-4219,8	-4219,8	76,5	0,0	0,0	0,0	112,3	112,3
7	C1X	-2359,1	-1796,1	106,2	111,9	527,5	-527,5	157,2	9,7
	C1Y	-2162,0	-1993,1	71,5	373,1	1758,4	-1758,4	105,6	61,4
	C2X	-2249,4	-1905,8	86,0	62,8	480,1	-480,1	127,7	39,2
	C2Y	-2129,1	-2026,1	65,5	209,3	1600,5	-1600,5	96,8	70,2
	CQ	-3237,0	-3237,0	94,9	0,0	0,0	0,0	140,0	140,0
9	C1X	-1571,7	-1238,1	112,2	88,5	357,7	-357,7	162,7	33,7
	C1Y	-1454,9	-1354,8	80,0	295,1	1192,2	-1192,2	117,6	78,9
	C2X	-1508,7	-1301,1	94,1	59,8	398,6	-398,6	138,5	57,9
	C2Y	-1436,0	-1373,8	74,6	199,5	1328,6	-1328,6	110,3	86,1
	CQ	-2190,6	-2190,6	110,9	0,0	0,0	0,0	164,4	164,4
11	C1X	-768,0	-633,2	109,6	58,1	181,9	-181,9	161,7	52,6
	C1Y	-720,8	-680,3	81,5	193,7	606,5	-606,5	123,5	90,8
	C2X	-743,0	-658,1	94,9	53,1	190,7	-190,7	142,3	72,0
	C2Y	-713,3	-687,8	77,1	176,9	635,7	-635,7	117,7	96,6
	CQ	-1092,0	-1092,0	116,2	0,0	0,0	0,0	179,2	179,2

