



**Comparação do desempenho sísmico entre edifício
novo porticado em betão armado e edifício de “placa”
com reforço estrutural**

EDMILSON FERNANDES BAÍA JESUS RITA
(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Especialização de
Estruturas

Orientadora:

Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego

Júri:

Presidente: Doutor Pedro Miguel Soares Raposeiro da Silva

Vogais:

Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego

Mestre, Especialista João Carlos dos Santos Barata

Dezembro de 2025

Comparação do desempenho sísmico entre edifício novo porticado em betão armado e edifício de “placa” com reforço estrutural

EDMILSON FERNANDES BAÍA JESUS RITA
(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Especialização de Estruturas

Orientadora:

Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego, ISEL-IPL

Júri:

Presidente: Doutor Pedro Miguel Soares Raposeiro da Silva, ISEL-IPL

Vogais:

Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego, ISEL-IPL

Mestre, Especialista João Carlos dos Santos Barata, ISEL-IPL

Dezembro de 2025

Agradecimentos

O autor pretende expressar o seu agradecimento e reconhecimento a todos os que contribuíram de forma direta ou indireta para o desenvolvimento deste trabalho. À minha mãe, pela motivação e encorajamento nesta jornada. À minha orientadora, Prof. Paula Lamego pelo constante auxílio e orientação em cada fase deste processo. À Catarina Oliveira por todo o apoio e compreensão. À Eng.^a Ana Simões da equipa do 3Muri por me ter disponibilizado a licença de utilização do software de cálculo. À Inês Azevedo pelo companheirismo demonstrado durante esta etapa. Aos meus amigos e colegas que, de uma forma ou de outra, me apoiaram durante a realização deste trabalho.

Declaração de integridade

Declaro que esta dissertação é o resultado da minha investigação pessoal e independente. O seu conteúdo é original e todas as fontes listadas nas referências bibliográficas foram consultadas e estão devidamente mencionadas no texto. Mais declaro que todas as referências científicas e técnicas relevantes para o desenvolvimento do trabalho estão devidamente citadas e constam das referências bibliográficas.

O autor

Édilson Ribeiro

Lisboa, 11 de dezembro de 2025

Resumo

Portugal encontra-se localizado numa zona de atividade sísmica moderada, pelo que é fundamental a consideração da ação sísmica em projetos de dimensionamento de estruturas de modo a garantir a segurança dos mesmos aquando de um evento sísmico. No entanto, sabe-se que uma parte substancial do edificado português é constituído por edifícios antigos, ou seja, edifícios anteriores à data de implementação da regulamentação sísmica moderna. Entre os edifícios antigos, destacam-se os edifícios com estrutura em alvenaria de pedra ordinária, os edifícios de “placa” com paredes em alvenaria e pavimentos em betão e os edifícios reticulados em betão armado, construídos antes do estabelecimento da entrada em vigor do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, REBAP (INCM, 1983b) e Regulamento de Segurança e Ações, RSA (INCM, 1983^a). Tendo em conta que estas tipologias de edifícios podem não cumprir os requisitos de segurança e desempenho sísmicos estabelecidos pelas normas atualmente em vigor, e uma vez que os referidos edifícios constituem mais de 50% do parque habitacional, tona-se necessário avaliar soluções de reforço estrutural dos mesmos no sentido de mitigar possíveis vulnerabilidades estruturais que os mesmos possam ter, sobretudo no que se refere ao seu comportamento perante a ação sísmica.

O processo de reforço de edifícios contribui para uma melhoria do desempenho de edifícios antigos. Porém, importa perceber-se o nível de melhoria que as soluções de reabilitação utilizadas conferem à estrutura. Uma das formas de se aferir o desempenho sísmico de edifícios reabilitados é através de análises não lineares estáticas ou dinâmicas.

Neste trabalho, tenta-se não apenas perceber o nível de desempenho sísmico de um edifício de “placa” com paredes e alvenaria antiga e estruturalmente reforçado, como também se compara esse desempenho à de um edifício (novo) com estrutura em betão armado dimensionado para resistir aos sismos segundo a norma em vigor, ou seja, o Eurocódigo 8. O dimensionamento do edifício com estrutura em betão armado é realizado com recurso ao software de cálculo automático *ETABS Ultimate C 19.0*. Contudo, o estudo do desempenho sísmico é feito com recurso às curvas de capacidade dos edifícios em estudo, determinadas através de análises *pushover*. Essas análises são, por sua vez, realizadas com o auxílio do software de cálculo *3Muri*.

Palavras-chave: Análise *pushover*, edifício antigo, curva de capacidade, desempenho sísmico.

Abstract

Portugal is situated in a region of moderate seismic activity, and evaluating seismic action in structural design projects becomes essential to ensure structural safety in the event of an earthquake. Nevertheless, a significant portion of the Portuguese building stock comprises older constructions, i.e., buildings erected before the implementation of modern seismic design codes. Within this category, it can be notably included buildings with ordinary stone masonry structures; “placa” buildings characterized by masonry walls and concrete slab floors; and reinforced concrete frame structures constructed before the enforcement of the Reinforced and Prestressed Concrete Structures Code (REBAP) (INCM, 1983b) and the Safety and Actions Regulation (RSA) (INCM, 1983a). Given that these building typologies may not comply with the seismic safety and performance criteria established by current standards, and since these buildings make up over 50% of the housing stock, it becomes necessary to evaluate structural strengthening solutions to mitigate structural vulnerabilities that these buildings may have, especially regarding their seismic behavior.

The building rehabilitation and retrofitting process contributes to the enhancement of the seismic behavior of existing structures. However, it is crucial to evaluate the degree of improvement achieved by the implemented retrofitting strategies. One of the approaches for assessing the seismic performance of rehabilitated structures involves conducting nonlinear analyses, either static (pushover) or dynamic.

This study aims not only to evaluate the seismic performance level of a retrofitted “placa” building with traditional load-bearing masonry walls, but also to compare its performance with that of a newly designed reinforced concrete structure, designed according to the current seismic design provisions — specifically, Eurocode 8. The design of the reinforced concrete structure is carried out using the finite element software ETABS Ultimate C 19.0. However, the seismic performance assessment relies on the capacity curves derived from pushover analyses of the case-study buildings. These analyses are conducted using the specialized structural analysis software 3Muri.

Keywords: Pushover analysis, older building, capacity curve, seismic performance.

Lista de Símbolos e Siglas

Alfabeto romano

A_c	área da secção de um elemento em betão
A_{Ed}	valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_1 \times A_{Ek}$)
A_{Ek}	valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência
α_g	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
b_0	largura do núcleo confinado de um pilar
b_c	largura da secção transversal do pilar
b_{eff}	largura efetiva do banzo
b_i	distância entre varões consecutivos abraçados
b_w	largura da alma viga
d_{bL}	diâmetro mínimo de varões longitudinais
d_{bW}	diâmetro de varões transversais
d_r	valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	deslocamento devido à ação sísmica de cálculo
e_0	Valor da excentricidade estrutural
e_{ai}	excentricidade accidental da massa do piso i
E_{cm}	valor médio do módulo de elasticidade do betão
E_d	valor de cálculo do efeito das ações
E_s	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
F_b	força de corte na base

f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
F_i	força horizontal atuante no piso i
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço
f_{ywd}	valor de cálculo de tensão de cedência de armaduras transversais
G	valor de uma ação permanente
G_k	valor característico de uma ação permanente
h	altura entre pisos
h_0	altura do núcleo confinado de um pilar
h_c	altura da secção transversal do pilar
h_f	altura do banzo
h_w	altura da secção transversal da viga
I_s	raio de giração da massa do piso em planta
K	coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais
k_w	coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l_{cl}	comprimento livre da viga ou pilar
l_{cr}	comprimento da zona crítica
L_i	dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
L_{max}	maior dimensão em planta do edifício
L_{min}	menor dimensão em planta do edifício
m_i	massa do piso i
M_{Ed}	valor de cálculo do momento atuante

$M_{Rb,i}$	valor de cálculo do momento resistente de uma viga na extremidade i
$M_{Rc,i}$	valor de cálculo do momento resistente de um pilar na extremidade i
n	número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos
N_{Ed}	dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
P	valor da ação do pré-esforço
PF_1	fator de participação modal do primeiro modo de vibração natural
Q	valor da ação variável
q	coeficiente de comportamento
q_0	valor básico do coeficiente de comportamento
Q_k	valor característico de uma ação variável
R_d	resistência de cálculo correspondente do elemento
r_i	raio de torção do piso i em planta
S	coeficiente do solo
s	espaçamento entre estribos
S_a	valor da aceleração espectral
S_d	valor do deslocamento espectral
$S_d(T)$	espectro de resposta de cálculo
$S_{d_{alvo}}$	deslocamento espectral alvo
S_{d_u}	deslocamento espectral último
T	período de vibração de um sistema com um grau de liberdade
T_B	limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
T_1	período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada

V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal atuante
V_{Rd}	valor de cálculo do esforço transversal resistente
z	braço binário de forças interiores
z_i	altura da massa i acima do nível de aplicação da ação sísmica

Alfabeto grego

α	coeficiente da eficácia global do confinamento
α_1	fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema
α_1	coeficiente da massa modal do primeiro modo de vibração (capítulo 4)
α_u	fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação de mecanismo plástico de rotura
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal; coeficiente sísmico
γ_1	coeficiente de importância
γ_c	coeficiente parcial relativo ao betão
γ_G	coeficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_P	coeficiente parcial relativo às ações de pré-esforço
γ_Q	coeficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_{Rd}	coeficiente de incerteza do modelo no valor de cálculo de resistências para o cálculo dos esforços pela capacidade real, tendo em conta várias fontes de sobrerresistência
γ_s	coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço
$\sum M_{Rc}$	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó
$\sum M_{Rb}$	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó
$\varepsilon_{sy,d}$	valor de cálculo de extensão de cedência do aço

θ	coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
ρ	taxa de armadura tracionada
ρ'	taxa de armadura comprimida em vigas
ρ_w	taxa de armadura de esforço transversal
λ	coeficiente de esbelteza
μ_ϕ	fator de ductilidade em curvatura
ν_d	valor do esforço normal reduzido
ϕ_{i1}	valor do deslocamento do piso i correspondente ao primeiro modo de vibração natural
$\phi_{topo,1}$	deslocamento de topo correspondente ao primeiro modo de vibração natural
ψ_2	coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
ω_{wd}	taxa mecânica volumétrica da armadura de confinamento
Ψ_0	coeficiente de combinação para as ações variáveis
Ψ_2	coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis

Siglas

ADRS	Espectro de Resposta Aceleração-Deslocamento (<i>Acceleration-Displacement Response Spectra</i>)
ATC	<i>Applied Technology Council</i>
CM	Centro de Massa
CQC	Combinação Quadrática Completa (<i>Complete Quadratic Combination</i>)
CR	Centro de Rigidez
DCH	Classe de Ductilidade Alta (<i>Ductility Class High</i>)
DCL	Classe de Ductilidade Baixa (<i>Ductility Class Low</i>)
DCM	Class de Ductilidade Média (<i>Ductility Class Medium</i>)
EC0	Eurocódigo

EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
EC6	Eurocódigo 6
EC7	Eurocódigo 7
EC8	Eurocódigo 8
INE	Instituto Nacional de Estatística
IPQ	Instituto Português da Qualidade
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LSF	Estrutura em Aço Leve (<i>Light Steel Frame</i>)
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
PP	Peso próprio
RCP	Restante carga permanente
RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos
SC	Sobrecarga
SRSS	Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (<i>Square Root of Sum of Squares</i>)

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Objetivo de trabalho	2
1.3	Organização do trabalho	3
2	PRINCÍPIOS E METODOLOGIAS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO, SEGUNDO O EC8	5
2.1	Critérios de projeto, segundo o EC8	5
2.1.1	Critérios de conformidade e desempenho	5
2.1.2	Ação sísmica	6
2.1.3	Regras de projeto de edifícios	9
2.1.4	Métodos de análise estrutural	16
2.1.5	Verificação de segurança	18
2.2	Princípios e metodologias de análise de edifícios porticados em betão armado, segundo o EC8	21
2.2.1	Classes de ductilidade e capacidade de dissipação de energia	21
2.2.2	Tipos de estrutura	23
2.2.3	Coeficiente de comportamento	24
2.2.4	Regras de dimensionamento para DCM	25
2.2.5	Verificação de segurança e pormenorização construtiva	30
3	DEFINIÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	37
3.1	Caraterização arquitetónica do edifício	37
3.2	Apresentação e dimensionamento do edifício em estudo	40
3.3	Apresentação do novo sistema estrutural em betão armado	41
3.4	Materiais	42
3.4.1	Betão	42
3.4.2	Aço	42
3.5	Ações e combinação de ações	43

3.5.1	Ações.....	43
3.5.2	Combinações de ações.....	44
3.6	Pré-dimensionamento.....	46
3.6.1	Lajes.....	47
3.6.2	Vigas.....	48
3.6.3	Pilares.....	48
3.7	Modelação e análise.....	49
3.7.1	Definição do modelo.....	49
3.7.2	Ações.....	50
3.7.3	Simplificações adotadas.....	51
3.7.4	Efeitos da ação sísmica.....	51
3.7.5	Análise modal por espectro de resposta.....	55
3.8	Dimensionamento.....	62
3.8.1	Viga.....	62
3.8.2	Pilares.....	66
4	Análise e comparação de desempenho dos sistemas estruturais do edifício em estudo.....	75
4.1	Análise do desempenho sísmico do edifício em estudo com recurso ao método N2.....	75
4.1.1	Modelação numérica do edifício em estudo.....	76
4.1.2	Análise Sísmica e obtenção do espectro de capacidade.....	78
4.1.3	Análise do desempenho sísmico do edifício com estrutura porticada em betão armado.....	81
4.2	Comparação entre o desempenho do edifício em estudo com estrutura porticada em betão armado com o edifício existente em alvenaria.....	83
4.2.1	Desempenho sísmico do edifício existente com estrutura de “placa”.....	83
4.2.2	Reforço estrutural do edifício existente.....	85
4.2.3	Análise do desempenho sísmico do edifício existente após aplicação de reboco armado.....	87

4.2.4	Comparação entre o edifício existente do tipo placa com e sem reforço e o edifício porticado em betão armado.....	88
5	Conclusões	93
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 - Mapa de perigosidade sísmica de Portugal Continental para uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos	1
Figura 2-1 - Zonamento Sísmico de Portugal Continental	7
Figura 2-2 - Adoção de junta sísmica de modo a separar o edifício em dois blocos e garantir a uniformidade em planta.....	10
Figura 2-3 - Adoção de junta sísmica para separação de edifícios e cumprimento do princípio de regularidade em altura.....	10
Figura 2-4 - Critérios de regularidade em altura	14
Figura 2-5 - Representação do significado da curva de capacidade.....	17
Figura 2-6 - Cálculo do esforço transversal em vigas através do método do <i>capacity design</i>	27
Figura 2-7 - Cálculo do esforço transversal em pilares através do método do <i>capacity design</i>	29
Figura 2-8 - Largura efetiva do banzo b_{eff} para vigas ligadas a pilares.....	31
Figura 2-9 - Armaduras transversais em secções críticas da viga	33
Figura 2-10 - Confinamento do núcleo do pilar em betão	35
Figura 3-1 - Localização do edifício em estudo	37
Figura 3-2 - Alçado principal do edifício.....	38
Figura 3-3 - Alçado posterior do edifício	38
Figura 3-4 - Planta de arquitetura do piso térreo do edifício em estudo.....	39
Figura 3-5 - Planta de arquitetura de restantes pisos do edifício em estudo	39
Figura 3-6 - Planta de estrutural do piso térreo do edifício existente em estudo.....	40
Figura 3-7 - Planta de estrutural de restantes pisos do edifício existente em estudo	41
Figura 3-8 - Sistema estrutural porticado em betão armado	47
Figura 3-9 - Planta tipo do edifício em estudo - <i>ETABS</i>	50
Figura 3-10 - Ligação de elementos desalinhados	50
Figura 3-11 - 1º modo de vibração - translação em Y.....	56
Figura 3-12 - 2º modo de vibração - rotação em Z	57
Figura 3-13 - 3º modo de vibração - translação em X.....	57
Figura 3-14 - Localização de secções utilizadas no dimensionamento em vigas.....	63
Figura 4-1 - Tipologia de parede exterior adotada para o edifício porticado em betão armado	77
Figura 4-2 - Modelo do edifício porticado	78
Figura 4-3 - Curvas de capacidade do edifício porticado	79
Figura 4-4 - Espectros de capacidade do edifício porticado	81

Figura 4-5 - Espectros de capacidade do edifício existente.....	84
Figura 4-6 - Desenho de pormenor da aplicação da rede em aço distendido na execução do reboco armado	86
Figura 4-7 - Espectros de capacidade do edifício reforçado.....	87
Figura 4-8 - Comparação do espectro de capacidade dos edifícios em estudo em X+.....	89
Figura 4-9 - Comparação do espectro de capacidade dos edifícios em estudo em X-	89
Figura 4-10 - Comparação do espectro de capacidade dos edifícios em estudo em Y+.....	89
Figura 4-11 - Comparação do espectro de capacidade dos edifícios em estudo em Y-	90

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 - Aceleração máxima de referência ag_R (m/s ²) em zonas sísmicas.....	7
Tabela 2-2 - Influência da regularidade estrutural na análise e cálculo sísmico.....	12
Tabela 2-3 - Classe de importância para edifícios	15
Tabela 2-4 - Coeficientes de importância	15
Tabela 2-5 - Limitação de deslocamento entre pisos.....	20
Tabela 2-6 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura	24
Tabela 2-7 - Valor aproximado para o fator de majoração $\alpha u/\alpha 1$ em edifícios regulares em planta	25
Tabela 3-1 - Características do betão adotado – C25/30.....	42
Tabela 3-2 - Característica do aço adotado – A500 NR SD.....	42
Tabela 3-3 - Valores de ações permanentes	43
Tabela 3-4 - Valores de sobrecargas.....	43
Tabela 3-5 - Aceleração sísmica de referência no concelho de Lisboa	44
Tabela 3-6 - Coeficientes parciais	45
Tabela 3-7 - Secção de pilares considerados	49
Tabela 3-8 - Verificação de compacidade da planta dos pisos do edifício	52
Tabela 3-9 - Verificação de esbelteza	52
Tabela 3-10 - Raio de torção da estrutura	53
Tabela 3-11 - Centro de massa, rigidez e excentricidade estrutural	53
Tabela 3-12 - Verificação de excentricidade estrutural	53
Tabela 3-13 - Verificação do raio de torção	54
Tabela 3-14 - Fatores de participação modal para os primeiros 12 modos de vibração.....	55
Tabela 3-15 - Excentricidade accidental da massa dos pisos do edifício	58
Tabela 3-16 - Fator de correção	59
Tabela 3-17 - Força de corte na base.....	59
Tabela 3-18 - Distribuição das forças sísmicas horizontais pelos pisos do edifício.....	60
Tabela 3-19 - Cálculo do momento torsor nos pisos para as direções x e y	60
Tabela 3-20 - Deslocamentos dos pisos.....	61
Tabela 3-21 - Determinação do coeficiente de sensibilidade	61
Tabela 3-22 - Armadura longitudinal em vigas	62
Tabela 3-23 - Verificação da ductilidade local em vigas	63
Tabela 3-24 - Determinação do esforço transversal atuante em vigas	64
Tabela 3-25 - Espaçamento de armaduras do esforço transversal em vigas.....	64
Tabela 3-26 - Verificação da armadura do esforço transversal em vigas	65

Tabela 3-27 - Pilares utilizados no dimensionamento.....	66
Tabela 3-28 - Valores de momento resistentes nos pilares	66
Tabela 3-29 - Áreas de armadura de secções de pilares.....	67
Tabela 3-30 - Momentos resistentes finais de pilares.....	68
Tabela 3-31 - Verificação da flexão desviada	68
Tabela 3-32 - Determinação de valores do esforço transversal nos pilares.....	69
Tabela 3-33 Espaçamento de armaduras do esforço transversal em pilares.....	70
Tabela 3-34 - Cálculo da armadura do esforço transversal em pilares.....	70
Tabela 3-35 - Coeficiente de eficácia de pilares	71
Tabela 3-36 - Valor do esforço axial reduzido	72
Tabela 3-37 - Valores de fatores de cálculo da ductilidade local em pilares	72
Tabela 3-38 - Verificação de ductilidade local em pilares	72
Tabela 4-1 - Características mecânicas da parede exterior do edifício porticado em betão armado.....	77
Tabela 4-2 - Fatores de participação modal do edifício em estudo.....	78
Tabela 4-3 - Valor do deslocamento alvo do edifício porticado para o sismo tipo 1	82
Tabela 4-4 - Valor do deslocamento alvo do edifício porticado para o sismo tipo 2.....	82
Tabela 4-5 - Comparação entre deslocamentos espectrais de cedência e último para o edifício porticado	83
Tabela 4-6 - Valor do deslocamento alvo do edifício existente para o sismo tipo 1	84
Tabela 4-7 - Valor do deslocamento alvo do edifício existente para o sismo tipo 2	84
Tabela 4-8 - Valor do deslocamento alvo do edifício reforçado para o sismo tipo 1.....	88
Tabela 4-9 - Valor do deslocamento alvo do edifício reforçado para o sismo tipo 2.....	88
Tabela 4-10 - Valores de aceleração e deslocamentos dos edifícios em estudo em X+.....	90
Tabela 4-11 - Valores de aceleração e deslocamentos dos edifícios em estudo em X-.....	90
Tabela 4-12 - Valores de aceleração e deslocamentos dos edifícios em estudo em Y+.....	90
Tabela 4-13 - Valores de aceleração e deslocamentos dos edifícios em estudo em Y-.....	91
Tabela 4-14 - Comparação de aceleração e deslocamentos espectrais entre o edifício porticado em betão e o edifício reforçado	91

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

O sismo é dos fenómenos naturais que mais danos causam à população quer seja ao nível material, social, humano ou económico (Sousa, 2006). Conforme tem sido documentado em diversos estudos, tais danos resultam em grande parte do impacto deste fenómeno em edifícios, provocando danos excessivos e colapso dos mesmos (*California Home Mitigation Programme*, 2022; Sousa, 2006).

Da análise ao mapa de perigosidade sísmica de Portugal (figura 1-1), facilmente se constata que muitas regiões portuguesas poderão experienciar sismicidades elevadas e, conseqüentemente, danos provocados pelas mesmas. Sendo assim, é fundamental perceber o comportamento dos edifícios aquando de uma solicitação sísmica de modo a garantir que estes sejam capazes de resistir aos efeitos dos sismos, minimizando-se assim os possíveis danos causados e salvaguardando a vida humana e os seus bens (Lamego, 2014).

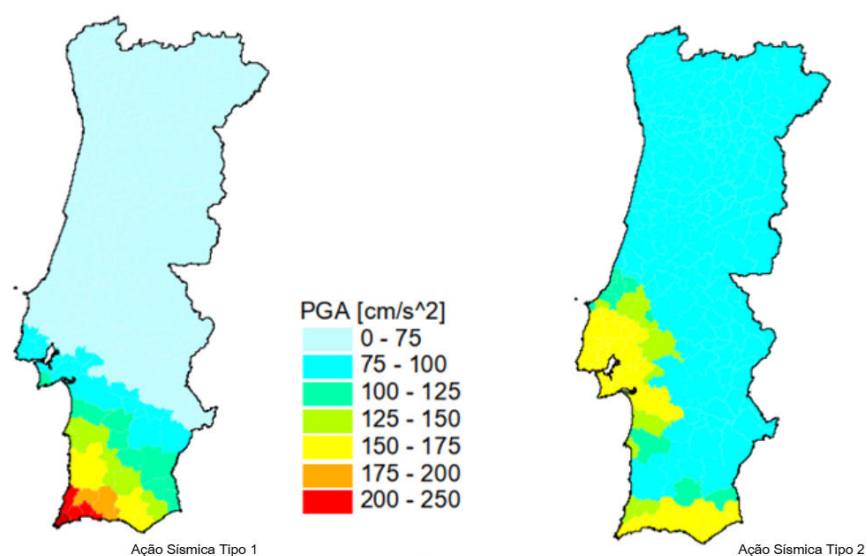


Figura 1-1 - Mapa de perigosidade sísmica de Portugal Continental para uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos (Costa, 2008)

Nas últimas décadas, têm sido conduzidas diversas investigações sobre a temática da resistência ao sismo e mitigação dos danos sísmicos em edifícios (Lopes, 2009). No entanto, a maioria dessas investigações tem sido dedicada ao estudo de edifícios novos com estrutura de betão armado. Este fenómeno pode ser explicado pelo facto de as legislações em vigor darem uma maior preponderância a essa tipologia de edifícios. Uma breve análise à regulação

em vigor para projetos de estrutura para resistência aos sismos, o Eurocódigo 8 (EC8) ou NP EN 1998 – 1 2010 (IPQ, 2010), permite perceber que esta explora de forma exaustiva os parâmetros de projeto de estruturas em betão armado, ao contrário do que acontece com as restantes tipologias de edifícios.

Entretanto, assim como em muitos outros países europeus, em Portugal, uma grande parte das habitações é constituída por edifícios antigos. De acordo com os dados dos últimos Censos (INE, 2023), o parque habitacional português é constituído por 3.573.416 edifícios. No entanto, metade dos edifícios que constituem esse mesmo parque habitacional (50,2%) foram construídos até ao ano de 1980, sendo que mais de 827.000 tiveram a sua construção concluída até a década de 1960 e cerca de 452.000 tinham sido construídos até 1945. Tendo em conta que o primeiro regulamento a visar as questões de segurança sísmica, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS, 1958), apareceu apenas em 1958, e que a regulamentação sísmica moderna Regulamento de Segurança e Ações, RSA (INCM, 1983a), foi introduzida em Portugal em 1983, percebe-se que a conceção e dimensionamento de uma grande percentagem do património edificado português pode não garantir segurança face à ação sísmica, fazendo com que o desempenho desses edifícios seja inadequado face às exigências normativas atualmente em vigor. Ao mesmo tempo, reconhece-se que os edifícios antigos sofreram intervenções ao longo do tempo, pelo que é fundamental avaliar o impacto dessas intervenções no desempenho estrutural dos edifícios construídos antes da entrada em vigor da regulamentação moderna. Tal avaliação permitirá também aferir possíveis medidas de reforço de edifícios antigos e a influência desses reforços no desempenho dos mesmos quando solicitados por ações sísmicas.

1.2 Objetivo de trabalho

As intervenções estruturais em edifícios têm sido um fenómeno cada vez mais comum em Portugal (Sousa, 2017). Conforme já mencionado, esta necessidade está relacionada, não apenas com a tipologia do património edificado, mas também com a necessidade de se preservar esse património e com a obrigatoriedade em fazer com que esses edifícios cumpram as legislações atualmente em vigor (Portaria n.º 302/2019), sobretudo no que tange às normas de projeto para resistência aos sismos. No entanto, verifica-se que muitas dessas intervenções carecem de uma análise pormenorizada do comportamento de edifícios. Tal carência deve-se, não só à falta de atenção dada aos edifícios antigos, como também à escassez de estudos numéricos e experimentais sobre o comportamento desses edifícios (Dragus, 2018).

Uma das formas de se avaliar o comportamento de edifícios, inclusivamente os de alvenaria, aquando de uma solicitação sísmica é através da análise de curvas de capacidade, pois as mesmas representam a aptidão ou capacidade que o mesmo possui para resistir às ações horizontais, nomeadamente à ação sísmica (Lamego, 2014).

Com a realização deste trabalho, explora-se o conceito de curvas e espetros de capacidade e a sua utilidade na avaliação do desempenho de edifícios perante solicitações sísmicas. Nesse sentido, o principal objetivo deste estudo é a realização de uma análise comparativa dos espetros de capacidade de estruturas porticadas em betão armado e estruturas de “placa” com paredes de alvenaria e reforço estrutural. Para isso, devem ser obtidas as curvas de capacidade para as tipologias de edifícios em estudo e para depois se realizar a conversão destas em espetro de capacidade para efeitos de comparação, utilizando como base o projeto de arquitetura de um edifício existente com estrutura de “placa” e fazendo variar a tipologia construtiva.

O dimensionamento do edifício com estrutura porticada será realizado com base nos critérios de dimensionamento atualmente em vigor, ou seja, de acordo com o EC8, pelo que no Capítulo 2, é feita uma exposição dos princípios e regras de dimensionamento estabelecidos na referida norma.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos, sendo o primeiro correspondente ao capítulo de introdução.

No **Capítulo 2** é feita a exposição de princípios e metodologias de análise e dimensionamento de edifícios com estrutura em betão armado segundo o EC8, com especial incidência em edifícios porticados.

No **Capítulo 3** define-se o edifício modelo com estrutura de “placa” para o estudo do desempenho sísmico. Também é realizado o dimensionamento do edifício com estrutura porticada em betão armado, de acordo com o EC8 e tendo como base o projeto de arquitetura do edifício modelo.

No **capítulo 4** apresenta-se o estudo do desempenho sísmico do edifício com estrutura de “placa” sem o reforço estrutural. Nesse capítulo é feita a apresentação do reforço estrutural do edifício de “placa”, como também o estudo do desempenho sísmico do edifício após aplicação do reforço sísmico. Por último, é feita a avaliação do desempenho sísmico do

edifício com estrutura porticada em betão armado e a comparação entre o desempenho sísmico do edifício porticado em betão armado com o edifício de "placa" reforçado.

No **Capítulo 5** são apresentadas as principais conclusões deste estudo.

2 PRINCÍPIOS E METODOLOGIAS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO, SEGUNDO O EC8

Neste capítulo, pretende-se apresentar os principais aspetos e princípios de análise e dimensionamento de edifícios porticados em betão armado de acordo com os preceitos definidos no EC8.

Na primeira parte do capítulo, é feita a apresentação dos principais critérios de projeto de edifícios de acordo com o EC8. Esses critérios tratam-se de condições presentes em projetos de edifícios. Na segunda parte, são apresentados os principais aspetos presentes no EC8 para o dimensionamento de edifícios porticados em betão armado.

2.1 Critérios de projeto, segundo o EC8

A elaboração de projetos de construção civil em Portugal e restantes países da comunidade europeia sujeitos a ações sísmicas deve respeitar as premissas estabelecidas no EC8. Essa norma tem como principais objetivos garantir que, na ocorrência de um sismo, não haja perda de vida humana; os danos provocados ao edifício sejam mínimos; e que os edifícios de proteção civil mantenham a sua integridade estrutural e operacional. Nos próximos pontos descrevem-se os principais critérios e regras estabelecidos no EC8, nomeadamente os critérios de conformidade e desempenho; ação sísmica; regras de projeto de edifícios; métodos de análise estrutural e verificação de segurança.

2.1.1 Critérios de conformidade e desempenho

O EC8 define um nível mínimo de desempenho para estruturas durante um acontecimento sísmico, que é baseado em critérios de segurança, funcionalidade e danos aceitáveis. Tais critérios, também conhecidos como requisitos de desempenho, são nomeadamente os requisitos de não ocorrência de colapso e de limitação de danos (IPQ, 2010).

O requisito de não ocorrência de colapso estabelece que o projeto de estruturas do edifício e a construção do mesmo devem ser feitos de forma que a estrutura resista as ações sísmicas sem experienciar colapso global ou parcial. Esse requisito também indica que o edifício deve manter a sua integridade estrutural, sendo capaz de possuir alguma resistência após o sismo (IPQ, 2010).

Por outro lado, o requisito de limitação de danos indica que a estrutura do edifício deve ser dimensionada e construída de forma a resistir as ações sísmicas de magnitude inferior à das ações sísmicas de cálculo sem sofrer danos ou limitações de utilização com custos muito superiores ao da própria estrutura (IPQ, 2010).

Para que se possa cumprir os requisitos de desempenho suprarreferidos, é necessário que se cumpra com algumas regras estipuladas no EC8. Tais regras são conhecidas como critérios de conformidade e subdividem-se em três categorias principais, sendo estas o estado limite último; o estado de limitação de danos; e disposições específicas.

O estado limite último estabelece critérios que permitem garantir a capacidade resistente da estrutura de modo a evitar o colapso ou outras formas de rotura da mesma. Já o estado de limitação de danos, determina o limite de danos aceitáveis na ocorrência de um sismo. Qualquer dano que ultrapasse esses limites provoca o incumprimento de tais limites de utilização. Por último, as disposições específicas estabelecem regras que asseguram um bom comportamento da estrutura e que permitem explorar a capacidade dissipativa e dúctil do edifício. Essas regras são abordadas em 2.1.3.

2.1.2 Ação sísmica

O EC8 define dois tipos de ação sísmica para o território português, sendo estas a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2. A ação sísmica tipo 1 representa o tipo de ação gerado interplacas continentais, caracterizando-se por baixas frequências, elevada magnitude e longa duração. Este tipo de ação também é comumente denominado por ação sísmica afastada. Por outro lado, a ação tipo 2 ou ação sísmica próxima, corresponde a um cenário de geração intraplacas continentais, caracterizando-se pela elevada frequência, magnitude moderada e curta duração (Alves, 2018).

Também se encontra definido no EC8 o zonamento sísmico do território nacional. Esse zonamento trata-se simplesmente da distinção de locais com sismicidade diferentes. No entanto, note-se que a sismicidade é constante em cada zona, ou seja, assume-se que a frequência e intensidade sísmicas sejam idênticas em todos os pontos de uma zona. O Anexo

Nacional estabelece um valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno (a_{gR}) para cada uma dessas zonas. Esse valor é calculado tendo como base uma ação com período de retorno de referência, para o requisito de não ocorrência de colapso e considerando o solo de fundação do tipo A (Teixeira, 2017). Na figura 2-1 encontra-se representado o zonamento sísmico para as ações sísmicas tipo 1 e 2.

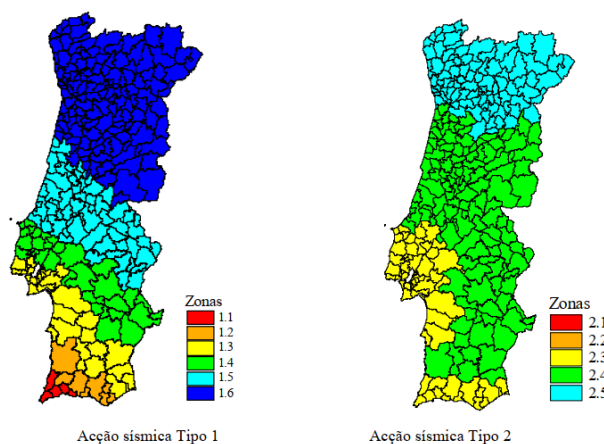


Figura 2-1 - Zonamento Sísmico de Portugal Continental (IPQ, 2010)

Conforme se observa na figura 2-1, o zonamento sísmico também é caracterizado por uma escala numérica para ambos tipos de ação sísmica, 1 e 2. Sendo assim, tem-se uma escala de 1 a 6 para a ação sísmica do tipo 1 e outra de 1 a 5 para ação do tipo 2 (Brum, 2014). As referidas escalas apresentam uma organização decrescente em termos de sismicidade, pelo que o menor valor na escala corresponde à maior sismicidade e o maior valor indica uma sismicidade mais baixa.

Na tabela 2-1 apresentam-se os valores da aceleração máxima de referência para as várias zonas em ambos tipos de ação sísmica.

Tabela 2-1 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) em zonas sísmicas (IPQ, 2010)

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1,1	2,5	2,1	2,5
1,2	2,0	2,2	2,0
1,3	1,5	2,3	1,7
1,4	1,0	2,4	1,1
1,5	0,6	2,5	0,8
1,6	0,35	-	-

A ação sísmica é representada por um espectro da aceleração à superfície do terreno, designado por espectro de resposta elástica (Brum, 2014). A definição do espectro de resposta tem em conta o tipo de solo em que o edifício será fundado, da localização da implantação do mesmo e da sua classe de importância, abordada em 2.1.3.2 (Maneira, 2018).

Para além do espectro de resposta elástica, é referido no EC8 o conceito de espectro de cálculo. O espectro de cálculo corresponde ao espectro resultante da aplicação de um fator de redução ao espectro de resposta elástico, fator esse conhecido como coeficiente de comportamento (q). Essa redução prende-se com o facto de as estruturas possuírem capacidade de dissipação de energia e ductilidade, o que permite explorar patamares não lineares de deformação. Tal capacidade de deformação permite, por sua vez, a consideração de valores de ações sísmicas inferiores àqueles obtidos através do espectro de resposta elástico.

As componentes horizontais da ação sísmica podem ser obtidas através do espectro de cálculo dado pelas expressões 2.1 a 2.4:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.4)$$

Em que:

$S_d(T)$ – Espectro de resposta de cálculo;

T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s);

S – Coeficiente de solo;

q – Coeficiente de comportamento;

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. O valor recomendado é 0,2.

O EC8 permite a utilização de outras representações de ação sísmica, nomeadamente os registos temporais de velocidade ou aceleração em ambas as direções horizontais e na direção vertical. Tais registos correspondem a acelerogramas gerados de forma a coincidir com o espectro de resposta elástica ou acelerogramas obtidos a partir de sismos reais ou de modelos físicos. No entanto, não sendo possível assumir que todos os pontos são excitados da mesma forma, pode utilizar-se uma modelação espacial da ação sísmica. Ambas as representações acima referidas possuem especial utilidade durante a realização de análises não lineares, uma vez que a resposta da estrutura é obtida por integração de equações diferenciais que caracterizam o seu movimento face às solicitações impostas (Gomes, 2009).

2.1.3 Regras de projeto de edifícios

Os projetos de edifícios elaborados em regiões sísmicas devem ter em consideração as ações e os efeitos sísmicos logo a partir de uma fase inicial de conceção do edifício. Sendo assim, de modo a obter-se uma resposta adequada da estrutura aquando de um evento sísmico, é necessário garantir que o edifício possui características que lhe conferiram tal capacidade de resposta (Romãozinho, 2008). Nesse sentido e para que se obtenha um sistema estrutural que satisfaça os requisitos de desempenho e critérios de conformidade referidos em 2.1.1 e que seja economicamente aceitável, deve ter-se em conta os princípios orientadores na conceção, nomeadamente a simplicidade estrutural; uniformidade, simetria e redundância; rigidez e resistência nas duas direções; rigidez e resistência torsionais; comportamento diafragmático ao nível de cada piso; e fundações adequadas.

O princípio da simplicidade estrutural estabelece que o edifício deve ser dimensionado de forma que as forças sejam transmitidas de forma direta e que a trajetória de transmissão seja clara, o que permite, não só reduzir incertezas associadas ao desempenho do edifício, como também melhorar a previsão do seu comportamento sísmico (Romãozinho, 2008; Mendes, 2023).

Segundo o EC8, o projeto de edifícios deve cumprir o critério de uniformidade, simetria e redundância, ou seja, os edifícios devem possuir regularidade tanto em planta, como em altura. Em planta, tal regularidade é caracterizada por uma distribuição equilibrada dos elementos que compõem a estrutura, permitindo que as forças de inércia sejam transmitidas de forma curta e direta (Romãozinho, 2008). Contudo, nem sempre é possível garantir a

regularidade do edifício, pelo que se torna necessário adotar outras medidas como, por exemplo, a subdivisão do edifício em blocos separados com propriedades dinâmicas independentes, conforme indicado na figura 2-2.

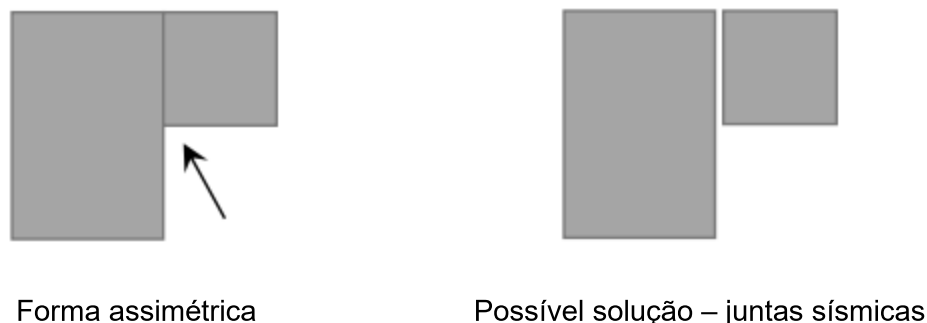


Figura 2-2 - Adoção de junta sísmica de modo a separar o edifício em dois blocos e garantir a uniformidade em planta (Mendes, 2022)

Também deve ser garantida a regularidade do edifício em altura de modo a evitar o aparecimento de regiões de concentração de tensões ou de grandes exigências ao nível de ductilidade, podendo provocar o colapso da estrutura antes do tempo previsto. Nesse sentido, o EC8 recomenda a utilização de sistemas estruturais simétricos e com distribuição uniforme dos elementos da estrutura. No entanto, caso não seja possível a adoção de um sistema estrutural simétrico e aquando da verificação de uma irregularidade em altura, a mesma poderá ser resolvida através da subdivisão do edifício e aplicação de uma junta, à semelhança do que acontece em casos de irregularidade em planta e conforme representado na figura 2-3 (Romãozinho, 2008).

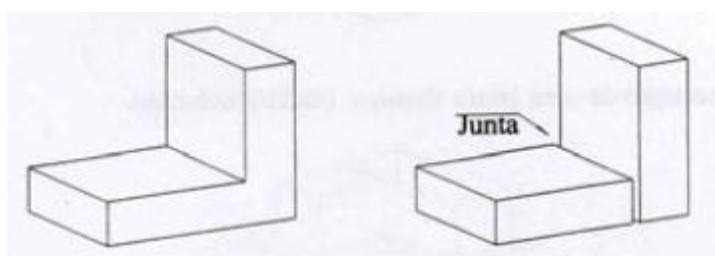


Figura 2-3 - Adoção de junta sísmica para separação de edifícios e cumprimento do princípio de regularidade em altura (Romãozinho, 2008)

No dimensionamento de edifícios deve ter-se em conta a rigidez e resistência do mesmo nas duas direções da ação sísmica, uma vez que esta é caracterizada pela sua natureza bidirecional no plano horizontal. Nesse sentido, O EC8 estabelece que os elementos estruturais do edifício devem ser dispostos de forma que este seja capaz de resistir as ações horizontais em qualquer direção. Esse efeito pode ser conseguido através da distribuição dos elementos estruturais segundo o plano ortogonal em planta, conferindo ao edifício resistência e rigidez semelhantes em ambas as direções. Embora seja possível a adoção de outros tipos

de distribuição de elementos com bons níveis de resistência e rigidez, tal não é recomendada, uma vez que pode reduzir a previsibilidade do comportamento da estrutura e, ao mesmo tempo, aumentar a complexidade de análise do mesmo (Romãozinho, 2008). Durante a distribuição dos elementos estruturais do edifício, devem ser tidos em conta os efeitos da rigidez resultantes dessa distribuição. Sendo assim a distribuição dos elementos estruturais deve ser feita de modo que a rigidez da estrutura permita minimizar os efeitos da ação sísmica e o desenvolvimento de deslocamentos excessivos capazes de causar danos e provocar efeitos de segunda ordem ou $P-\Delta$ (Mendes, 2022).

O EC8 também indica que deve ser cumprido o princípio de rigidez e resistência torsionais, pelo que a estrutura deve possuir resistência e rigidez adequadas, permitindo assim o controlo de desenvolvimento de movimentos e torção causadores de esforços não uniformes (Almeida, 2011).

Um dos princípios indicados no dimensionamento sísmico é o do comportamento diafragmático ao nível de cada piso. Os diafragmas horizontais da estrutura, que correspondem às lajes e cobertura do edifício, possuem uma grande importância, na medida que recebem as forças horizontais, que no caso dos sismos, correspondem às forças de inércia, e as transmitem para os elementos verticais (IPQ, 2010). Tais diafragmas devem também garantir que o sistema funcione em conjunto na resistência às forças horizontais (Mendes, 2022).

Por último, o EC8 recomenda que as fundações e suas ligações à superestrutura assegurem uma excitação uniforme do edifício. Complementarmente, a referida norma recomenda que todos os elementos de fundação estejam ligados entre si e que possuam rigidez adequada à rigidez dos elementos verticais que estas suportam (Romãozinho, 2008). Por outro lado, deve assegurar-se que a estrutura se encontra fundada no mesmo tipo de solo, que os elementos verticais possuem o mesmo tipo de fundação e que, sendo necessário utilizar diferentes tipos de fundação, que sejam utilizadas juntas de separação dos corpos suportados por essas fundações (Almeida, 2011).

2.1.3.1 Critérios de regularidade estrutural

As estruturas podem ser classificadas como regulares ou irregulares, tanto em planta como em altura, segundo os critérios de regularidade definidos no EC8 (Chambel, 2015). Tal distinção tem influência direta em outros aspetos de projeto como por exemplo, a escolha do modelo, o tipo de análise e a valor do coeficiente de comportamento (Ambriz, 2023). Na tabela 2-2 é apresentada a relação da classificação de regularidade da estrutura com os aspetos agora mencionados.

Tabela 2-2 - Influência da regularidade estrutural na análise e cálculo sísmico (IPQ, 2010)

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	Para a análise linear
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

2.1.3.1.1 Regularidade em planta

Um edifício é classificado como regular em planta quando obedece as indicações da cláusula § 4.2.3.2 do EC8, nomeadamente, garantia da simetria estrutural em relação aos dois eixos ortogonais ao nível de rigidez lateral e distribuição de massas; delimitação em planta de cada um dos pisos por linha convexa com possibilidade de ocorrência de reentrâncias correspondentes a áreas iguais ou inferiores a 5% da área do piso, desde que tais reentrâncias não afetem a rigidez do piso no plano; garantia de que a rigidez dos pisos no plano seja suficientemente superior à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais; asseguramento de que a esbelteza (λ) do edifício em planta seja inferior ou igual a 4, conforme a expressão 2.5 (Ambriz, 2023).

$$\lambda = L_{max} / L_{min} \leq 4 \quad (2.5)$$

Em que:

L_{max} – Maior dimensão em planta do edifício;

L_{min} – Menor dimensão em planta do edifício;

O EC8 também estabelece que para cada nível e direção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural, e_o , e o raio de torção, r , devem verificar as expressões 2.6 e 2.7 (Ambriz, 2023).

$$e_{oi} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (2.6)$$

$$r_i \geq I_s \quad (2.7)$$

Em que:

e_{oi} – Excentricidade entre o centro de rigidez (CR) e o centro de massa (CM);

r_t – Raio de torção. O raio de torção corresponde à raiz quadrada do quociente entre a rigidez de torção e a rigidez de translação;

I_s – Raio de giração da massa do piso em planta. O raio de giração é igual à raiz quadrada do rácio do momento polar de inércia da massa no plano do piso (relativamente ao centro de massa do piso) com a massa do piso;

No EC8 também são apresentadas definições de centro de rigidez (CR) e raio de torção de edifícios. Em edifícios de um piso, o CR corresponde ao CR de translação de todos os elementos sísmicos primários. Por outro lado, o raio de torção define-se como a raiz do quociente entre a rigidez global de torção e a rigidez global de translação, considerando todos os elementos sísmicos primários e segundo a direção em análise (Romãozinho, 2008).

Para edifícios de vários pisos, o EC8 indica através da cláusula § 4.2.3.2 (8) que apenas é possível obter-se definições aproximadas tanto para o CR, como também para a o raio de torção. Para tal, é necessário que os elementos que compõem os sistemas resistentes a ações laterais, sejam contínuos desde a fundação até à cobertura do edifício. Esses sistemas podem ser núcleos, paredes estruturais ou pórticos. Também deve garantir-se que os sistemas experienciem semelhantes níveis de deformações resultantes de ações horizontais. O EC8 refere que esta condição é habitualmente verificada em sistemas porticados ou de paredes. No entanto, o mesmo não acontece em sistemas mistos de pórtico-parede.

Segundo o EC8 deve ter-se em consideração a excentricidade accidental e_{ai} de modo a se ter em conta incertezas referentes à localização de massas e também a variação espacial do movimento sísmico que, por sua vez, pode causar a deslocação do centro de massa relativamente à sua posição de cálculo. A excentricidade accidental é dada através da expressão 2.8.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (2.8)$$

Em que:

e_{ai} – Excentricidade accidental do centro de massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

L_i – Dimensão do piso perpendicular à direção da ação sísmica;

2.1.3.1.2 Regularidade em altura

Segundo os indicações do EC8, para que o edifício seja classificado regular em altura, o mesmo deverá cumprir os critérios indicados na cláusula § 4.2.3.3 da referida norma. Sendo assim, recomenda-se que, todos os sistemas resistentes a ações laterais apresentam continuidade desde a fundação até ao topo do edifício; a rigidez lateral e a massa de cada

piso mantêm-se constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a fundação até ao topo do edifício considerado; em edifícios com estrutura em pórtico, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes (Ambriz, 2023). O EC8 também estabelece que nos casos em que ocorram recuos, devem aplicar-se alguns critérios adicionais. Deste modo, para as situações em que os recuos verificados ocorram de forma sucessiva sem que se verifique alterações de simetria axial do edifício, deve garantir-se que o recuo em qualquer um dos pisos não seja superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior em direção do recuo, conforme indicado na figura 2-4 (a) e (b).

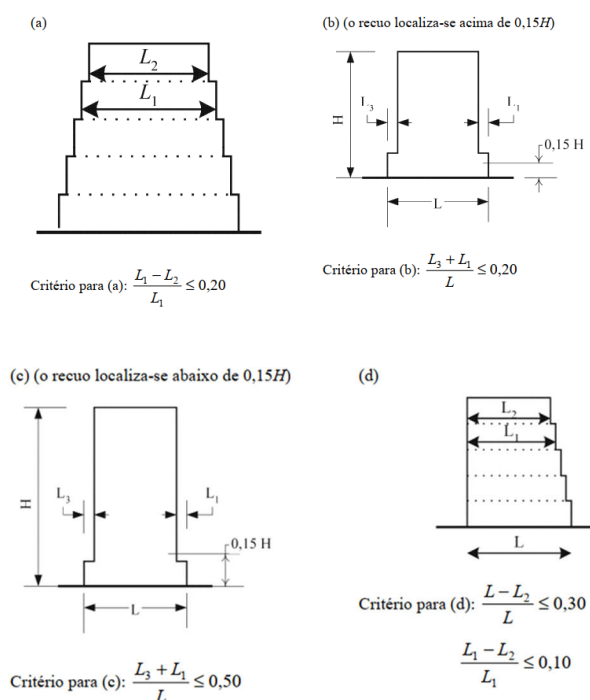


Figura 2-4 - Critérios de regularidade em altura (IPQ, 2010)

Por outro lado, em edifícios com apenas um recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, deve garantir-se que esse recuo não seja superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior, figura 2-4 (c). Nesta situação é necessário que a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores seja dimensionada para resistir a pelo menos 75% da força de corte horizontal que atuaria entre pisos num edifício semelhante sem alargamento da base (Penacho, 2021).

Conforme observado na figura 2-4 (d), na ocorrência de recuos não simétricos, a soma em cada lado dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida. Sendo que, cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior (Penacho, 2021).

Aquando da verificação da regularidade estrutural do edifício, importa ter-se em conta os enchimentos em alvenaria e a influência destes na regularidade dos edifícios. Os efeitos causados pelos enchimentos em alvenaria encontram-se sucintamente descritos nas cláusulas § 4.3.6.3 e § 4.3.6.4 do EC8, pelo que não serão referidos neste documento.

2.1.3.2 Classes e coeficientes de importância

De acordo com o EC8, os edifícios encontram-se classificados em quatro classes de importância com base nas consequências de colapso em termos de perda de vida humana; importância destes para a segurança pública e proteção civil logo após a um abalo sísmico; bem como das consequências económicas e sociais de colapso (Teixeira, 2017). Na tabela 2-3 é feita a apresentação das referidas classes.

Tabela 2-3 - Classe de importância para edifícios (IPQ, 2010)

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

Cada classe de importância possui o seu respetivo coeficiente de importância γ_1 . Tais coeficientes podem ser vistos na tabela 2-4.

Tabela 2-4 - Coeficientes de importância (IPQ, 2010)

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

2.1.4 Métodos de análise estrutural

O EC8 estipula que a análise de uma estrutura pode ser efetuada com recurso à métodos lineares e não lineares, nomeadamente o método da força lateral ou análise “estática equivalente” (método linear); análise modal por espectro de resposta (método linear); análise estática não linear ou *pushover* (método não linear); e análise (dinâmica) temporal não linear (método não linear) (Abreu, 2013).

A escolha do método de análise sísmica é um passo importante no dimensionamento das estruturas uma vez que, cada método exige uma modelação da estrutura diferente (Amaral, 2014). Sendo assim, as análises lineares devem ser utilizadas no estudo de edifícios correntes. Neste tipo de análise os esforços são divididos por um coeficiente de comportamento de modo a se ter em conta o comportamento da estrutura em regime plástico (Guedes, 2011).

Conforme indicado na tabela 2-2, a análise estática equivalente ou método de força lateral é utilizada no estudo de edifícios com comportamento dinâmico governado pelo primeiro modo de vibração, ou seja, edifícios regulares em planta e em altura. A utilização deste método preconiza uma distribuição de forças por piso de acordo com a massa de cada piso e tipo de deformação da estrutura (Guedes, 2011). No entanto, o EC8 apresenta como método de análise de referência, o método de análise modal por espectro de resposta (Romãozinho, 2008). A análise por espectro de resposta é aplicada nos edifícios que não satisfaçam as condições necessárias para a realização de uma análise estática equivalente e permite o cálculo de esforços e deslocamentos máximos através de respostas máximas obtidas para os modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta da estrutura (Amaral, 2014).

Para intensidades sísmicas elevadas, as estruturas ficam sujeitas a experimentar deformações já muito dentro do regime plástico, pelo que se recomenda a realização de análises não lineares. A utilização deste tipo de análises requer uma modelação mais complexa das propriedades dos materiais, podendo também incluir-se no modelo a não-linearidade geométrica da estrutura provocada pelos efeitos de segunda ordem ou P- Δ (Gomes, 2009).

Conforme acima mencionado, um dos tipos de análise linear, trata-se da análise *pushover*. Esta análise pode ser considerada como uma evolução do método da análise por forças laterais, mas para o regime não linear. Para a realização da análise *pushover*, deve aplicar-se à estrutura cargas gravíticas constantes e cargas horizontais com incrementação

monotónica (Amaral, 2015). O EC8 recomenda a aplicação de no mínimo duas distribuições verticais de forças horizontais aquando da realização de uma análise *pushover*, sendo estas do tipo uniforme e modal. A distribuição uniforme consiste na aplicação de forças laterais proporcionais às massas de cada piso. Essa distribuição não toma em consideração a altura do edifício. Por outro lado, a distribuição modal caracteriza-se por apresentar uma proporcionalidade às cargas laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direção considerada e determinadas na análise elástica (Amaral, 2015). O aumento incremental da magnitude da força aplicada leva ao aparecimento de mecanismos de rotura, permitindo assim verificar o desempenho do edifício (Golghate, 2013). Tal verificação de desempenho pode ser feita para efeitos de revisão de valores do coeficiente de sobrerresistência, α_u/α_1 , abordados em 2.2.3; avaliação dos mecanismos plásticos e da distribuição de danos previstos na fase de conceção da estrutura; e verificação do desempenho estrutural de edifícios segundo o EC8. A análise *pushover* pode também ser usada como alternativa para a análise estática linear. Para tal, deve ter-se em conta os parâmetros da ação sísmica correspondente ao espetro de resposta elástica, ou seja, sem influência do coeficiente de comportamento q , abordado em 2.2.3.

Conforme indicado no parágrafo anterior, a análise *pushover* permite verificar o desempenho do edifício durante uma solicitação sísmica. Uma das formas de se fazer essa verificação é com recurso à curva de capacidade do edifício. A curva de capacidade, resultante da análise *pushover*, é elaborada através de um programa de cálculo automático e estabelece a relação entre a força de corte na base e o deslocamento num nó de controlo, geralmente situado no topo do edifício (Amaral, 2015). A determinação da força de corte basal pode ser aferida na cláusula § 4.3.3.2.2 do EC8. Na figura 2-5 é feita a representação de uma curva de capacidade.

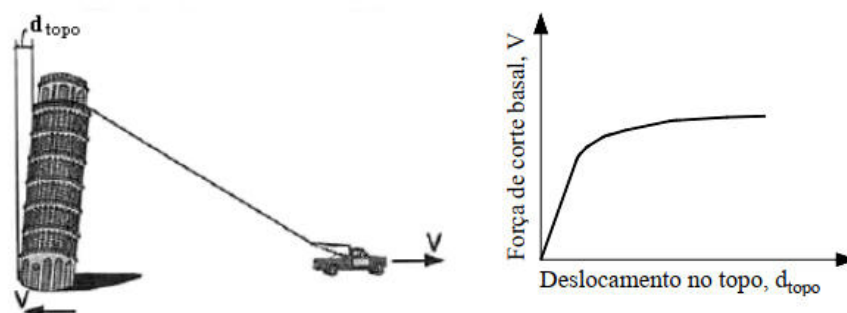


Figura 2-5 - Representação do significado da curva de capacidade (ATC, 1996)

Refere-se ainda que a curva de capacidade é uma propriedade característica do edifício, dependente apenas da tipologia construtiva, dos materiais empregues na construção, do número de pisos que possui, da área total de construção e da distribuição dos espaços no

seu interior. A curva de capacidade é, então, independente do terreno onde se encontra o edifício e das forças ação sísmica que nele atua (Lamego, 2014).

Teoricamente, as curvas de capacidade obtidas através da análise estática não linear possuem um desenvolvimento semelhante ao da gráfico representado na figura 2-5 apesar de, na prática, esse desenvolvimento não ser observado. Embora se verifique um comportamento elástico linear no início da aplicação das forças, tal comportamento deixa de ser verificado após o aparecimento de fendas em elementos do edifício. A fendilhação de elementos do edifício provoca perda de rigidez desses elementos que, por sua vez, causa quebras de resistência e redistribuição de esforços de modo a manter o equilíbrio da estrutural do edifício. A redistribuição de esforços dos elementos fendilhados ocorre continuamente até à interrupção do carregamento *pushover*. Segundo o EC8 o carregamento é interrompido quando se atinge 80% do valor máximo da força de corte basal (Lamego, 2014).

2.1.5 Verificação de segurança

O EC8 indica que, salvo provisões específicas indicadas nessa norma, devem ser feitas verificações de segurança para os estados limites últimos e de utilização. Para os estados limites últimos, devem ser verificadas as condições de resistência; condições de ductilidade global e local; condições de equilíbrio; resistência dos diafragmas horizontais; resistência de fundações; e condição de junta sísmica. Para os estados de utilização ou limitação de danos deve ser feita a verificação do limite do deslocamento entre pisos. Neste documento apenas serão abordadas as condições de resistência; condição de ductilidade local e global; e limitação de deslocamento entre pisos.

Relativamente às condições de resistência, o EC8 estabelece que todos os elementos estruturais devem garantir a condição habitual de segurança indicada na expressão 2.9:

$$E_d \leq R_d \quad (2.9)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo da ação;

R_d – Resistência de cálculo do elemento;

A norma (EC8) também refere que a consideração dos efeitos de segunda ordem (P- Δ) deixa de ser necessária se a condição 2.10 for satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (2.10)$$

Em que:

θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} – Carga gravítica devida a todos os pisos acima do piso considerado;

d_r – Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

V_{tot} – Força de corte sísmica total no piso considerado;

h - Altura entre pisos;

Para $0,1 < \theta \leq 0,2$, pode aferir-se os efeitos de segunda ordem de forma aproximada através da multiplicação dos esforços sísmicos por um fator igual a $1/(1 - \theta)$. Salienta-se que o valor limite permitido para o coeficiente θ é de 0,3 (IPQ, 2010).

O EC8 também estipula que deve ser feita a aferição de que a estrutura possui ductilidade adequada, tendo em conta a ductilidade expectável do sistema estrutural a ser estudado como também o coeficiente de comportamento associado ao mesmo sistema. Para que isso aconteça, deve prevenir-se a formação de mecanismo plástico de piso flexível, uma vez que o mesmo pode provocar exigências de ductilidade local excessivas. Em edifícios porticados ou com estrutura mista equivalente a pórtico, de dois ou mais pisos, essa prevenção é conseguida se a condição indicada pela expressão 2.11 for verificada nos nós de ligação de vigas primárias e secundárias com pilares primários para ambas as direções ortogonais da análise:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (2.11)$$

Em que:

$\sum M_{Rc}$ – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

$\sum M_{Rb}$ – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó;

Essa condição permite assegurar o princípio de pilar forte – viga fraca e tem como objetivo garantir a formação de rótulas plásticas nas vigas e não nos pilares. A mesma condição não deve ser aplicada no último piso.

No EC8, também é indicado que devem ser satisfeitos os requisitos dos materiais estruturais e as regras de cálculo através da capacidade real ou *capacity design* de modo a assegurar uma hierarquia resistente dos vários componentes estruturais. A adoção da filosofia de dimensionamento através do *capacity design* permite garantir-se a formação de rótulas plásticas nos locais pretendidos e também evitar-se a ocorrência de modos de rotura não desejáveis, nomeadamente a concentração de rótulas plásticas em apenas um dos pisos de um edifício de vários pisos; rotura frágil por esforço transversal; rotura de nós viga-pilar e plastificação de elementos dimensionados para funcionarem dentro do limite elástico.

Relativamente à verificação de segurança nos estados limites de utilização, devem ser satisfeitas as expressões presentes na cláusula § 4.4.3.2 do EC8 e representadas na tabela 2-5:

Tabela 2-5 - Limitação de deslocamento entre pisos

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

Em que:

d_r – Deslocamento relativo entre pisos;

h – Altura entre pisos;

v – Coeficiente de redução que considera o período de retorno mais baixo para a ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos. Segundo o Anexo Nacional, os valores recomendados para o coeficiente de redução são 0,4 para classes de importância III e IV e 0,5 para classes de importância I e II.

2.2 Princípios e metodologias de análise de edifícios porticados em betão armado, segundo o EC8

Em 2.1 foi feita a abordagem das principais regras e critérios estabelecidos no EC8 e que devem ser seguidos na elaboração de projetos de edifícios de diversas tipologias, como por exemplo, edifícios em betão armado, em estrutura metálica, em alvenaria, etc. Neste subcapítulo, são indicados os principais procedimentos específicos para estruturas em betão armado. Salienta-se que serão apresentadas neste documento as regras e critérios que se enquadram no âmbito deste trabalho, nomeadamente as classes de ductilidade e capacidade de dissipação de energia; tipos de estrutura; coeficiente de comportamento; regras de dimensionamento para a classe de ductilidade média; e verificação de segurança e pormenorização construtiva. Os restantes critérios poderão ser consultados na norma – NP EN 1998 – 1 2010.

2.2.1 Classes de ductilidade e capacidade de dissipação de energia

De acordo com o EC8, o projeto de edifícios deve assegurar que, na ocorrência de um evento sísmico, a estrutura tenha capacidade de dissipação de energia adequada e que mantenha a sua resistência global. Para isso, devem ser cumpridos os princípios indicados no EC8 e referidos em 2.1, de modo a garantir-se não apenas a resistência de todos elementos estruturais, mas também que as deformações não lineares em zonas críticas da estrutura sejam compatíveis com a ductilidade, ou capacidade de deformação pretendida para essa mesma estrutura. O EC8 estabelece três classes de ductilidade em função da capacidade dissipativa de energia que se pretende atribuir à estrutura. Sendo assim, a estrutura pode ser dimensionada para a classe de ductilidade baixa (DCL – *Ductility Class Low*); classe de ductilidade média (DCM – *Ductility Class Medium*); e classe de ductilidade alta (DCH – *Ductility Class High*).

A classe de ductilidade baixa (DCL) é utilizada no dimensionamento de edifícios em zonas de baixa sismicidade. O projeto para edifícios DCL é governado pela norma de projetos de edifícios em betão armado – EN 1992-1-1 ou Eurocódigo 2 (EC2), pelo que podem ser ignoradas as recomendações do EC8. Sendo assim, o dimensionamento de edifícios DCL deve garantir a resistência da estrutura, mas não necessariamente a sua ductilidade. No que tange ao comportamento estrutural, as estruturas DCL são dimensionadas de modo a apresentarem um comportamento elástico, pelo que o nível de deformação deverá

permanecer dentro do regime linear. Para o dimensionamento deste tipo de estruturas é habitualmente utilizado o coeficiente de comportamento de 1,5 (Romãozinho, 2008). O impacto do coeficiente de comportamento é abordado em 2.2.3.

O projeto de edifícios localizados em zonas de sismicidade moderada ou alta deve garantir que a estrutura tenha uma boa capacidade de dissipação de energia e ductilidade. De modo a garantir os critérios de dissipação de energia e o comportamento dúctil, a estrutura deve ser projetada para uma classe de ductilidade média ou alta. Os edifícios dimensionados para as classes DCM e DCH devem obedecer os princípios de dimensionamento e pormenorização sísmicos estabelecidos no EC8. No âmbito deste trabalho, serão apenas abordados os princípios governantes do dimensionamento de edifícios para a classe DCM. Essa abordagem prende-se com o facto da DCM ser a classe de ductilidade mais utilizada no dimensionamento sísmico, pois possui uma menor complexidade e ao mesmo tempo, resulta numa estrutura menos dispendiosa quando comparada ao dimensionamento para a DCH. Nesse sentido, o dimensionamento para um nível elevado de ductilidade apenas apresenta vantagens para zonas com ações sísmicas elevadas, como por exemplo a zona sísmica (1.2/2.3) (Alves, 2012).

De modo a garantir-se a ductilidade global da estrutura, deve certificar-se que as zonas críticas, ou seja, zonas com potencial de desenvolvimento de rótulas plásticas, tenham elevada capacidade de rotação plástica (Romãozinho, 2008). Para que se assegure a referida capacidade de rotação plástica, torna-se necessário prevenir-se o fenómeno de encurvadura local em regiões propensas à formação dessas rótulas em elementos sísmicos primários; utilizar-se classes de betão e aço adequadas e que garantam uma boa ductilidade da estrutura; e certificar-se de que as extremidades dos pilares e outras regiões críticas dos elementos sísmicos primários possuam ductilidade em curvatura adequada. A cláusula § 5.2.3.4 do EC8 estabelece que, no caso de não estarem disponíveis dados mais precisos acerca da ductilidade em curvatura, pode considerar-se cumprida a condição de ductilidade em curvatura se o fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) for igual ou superior aos valores obtidos através das expressões 2.12 e 2.13.

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_C \quad (2.12)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C \quad (2.13)$$

Em que:

μ_ϕ – Fator de ductilidade em curvatura. Esse fator define-se como a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento resistente na fase pós-última e a curvatura na cedência, desde que não sejam excedidas as extensões limites do betão e do aço.

T_1 – Período próprio do edifício;

T_c – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento;

2.2.2 Tipos de estrutura

O comportamento de um edifício aquando de uma solicitação sísmica, está diretamente relacionado com o tipo de sistema estrutural escolhido para esse mesmo edifício (Romãozinho, 2008). Além de afetar a sua resposta perante as ações sísmicas, o tipo de estrutura definido serve de base para a definição do coeficiente de comportamento a ser utilizado no dimensionamento estrutural. Nesse sentido, e consoante a forma como resistem às ações sísmicas horizontais, o EC8 estabelece que os sistemas estruturais de edifícios em betão armado podem ser classificados como sistema de pórtico; sistema misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes); sistemas de paredes dúcteis (acopladas ou não acopladas); sistemas de paredes de grandes dimensões e betão fracamente armado; sistema de pêndulo invertido; e sistema torsionalmente flexível. Segundo o EC8, estruturas em betão armado poderão possuir sistemas estruturais distintos para cada direção ortogonal. Note-se que esta condição não se aplica aos sistemas torsionalmente flexíveis. As características dos sistemas mencionados podem ser aferidas nas cláusulas § 5.1.2 e § 5.2.2 do EC8, pelo que, tendo em conta o objetivo do trabalho, serão apenas abordados os pressupostos do sistema estrutural do tipo porticado.

O sistema porticado caracteriza-se como sendo um sistema estrutural cuja resistência às ações horizontais e verticais é assegurada por pórticos espaciais. Nesse tipo de sistema estrutural, mais de 65% do total da força basal de corte deve ser resistida pelo pórtico, pelo que o desempenho diante de forças horizontais nesse tipo de sistema estrutural é influenciado pelas propriedades de rigidez dos elementos estruturais, como vigas e pilares, e pela forma como estes interagem (Romãozinho, 2008).

2.2.3 Coeficiente de comportamento

Conforme mencionado em 2.1.2 deste trabalho, o coeficiente de comportamento corresponde a um fator redução do espectro de resposta elástico permitindo a conversão deste para o espectro de resposta real de cálculo. A utilização do coeficiente de comportamento e a consequente redução dos valores do espectro de resposta elástico deve-se à capacidade dúctil e de dissipação de energia do sistema estrutural. As características de ductilidade e de dissipação de energia possibilitam à estrutura resistir às ações sísmicas no regime não linear, permitindo que o seu dimensionamento seja feito para a resistência de forças sísmicas inferiores às correspondentes ao espectro de resposta elástico.

O valor do coeficiente de comportamento utilizado na obtenção do espectro de resposta de cálculo depende do tipo de sistema estrutural e da classe de ductilidade que se pretende conferir à estrutura. Esse valor pode ser obtido através da expressão 2.14:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2.14)$$

Em que:

q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento. Este valor depende do sistema estrutural e da regularidade em altura do mesmo. Para sistemas porticados dimensionados para a classe DCM, este coeficiente apresenta o valor de $q_0 = 3,0 \alpha_u/\alpha_1$. Na tabela 2-6 apresentam-se os valores de q_0 . Note-se que para edifícios irregulares em altura, os valores de q_0 devem corresponder a 80% dos valores indicados na tabela 2-6.

Tabela 2-6 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura (IPQ, 2010)

Tipo Estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

α_1 – Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada de modo que a estrutura atinja pela primeira vez a resistência em flexão num dos elementos, ou seja, até que se dê a formação da primeira rótula plástica;

α_u – Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada de modo que ocorra a formação de uma certa quantidade de rótulas plásticas distribuídas de forma a provocar instabilidade global na estrutura;

Na tabela 2-7, apresentam-se os valores aproximados para α_u/α_1 indicados na cláusula § 5.2.2.2 do EC8.

Tabela 2-7 - Valor aproximado para o fator de majoração α_u/α_1 em edifícios regulares em planta

Tipo de Sistema Estrutural		α_u/α_1
Sistemas em pórtico ou misto pórtico-parede equivalente a pórtico	Edifícios de um só piso	1,1
	Edifícios de vários pisos de um só tramo	1,2
	Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos	1,3
Sistema de paredes ou misto pórtico-parede equivalente a parede	Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	1,0
	Outros sistemas de paredes não acopladas	1,1
	Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	1,2

Para edifícios irregulares em planta, o valor de α_u/α_1 deve corresponder à média entre o valor 1,0 e o valor de α_u/α_1 para edifícios regulares, obtido na tabela 2-7. A referida média pode ser determinada através da expressão 2.15.

$$\alpha_u/\alpha_1 = \frac{1 + (\alpha_u/\alpha_1)_{tabela\ 2-7}}{2} \quad (2.15)$$

k_w – Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes. Este coeficiente apresenta o valor de 1,0 para sistemas porticados;

2.2.4 Regras de dimensionamento para DCM

O EC8 apresenta prescrições de dimensionamento para as três classes de ductilidade previamente mencionadas neste trabalho, DCL, DCM e DCH. Entretanto, é feita a abordagem

apenas das normativas aplicadas no dimensionamento de edifícios para a classe de ductilidade média, DCM.

2.2.4.1 Materiais

No dimensionamento de edifícios para a classe de ductilidade média, deve cumprir-se com os requisitos estabelecidos para os materiais utilizados. Conforme estabelecido na cláusula § 5.4.1.1 do EC8, deve garantir-se a utilização de betão de classe igual ou superior a C16/20 nos elementos sísmicos primários; o uso exclusivo de varões nervurados nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários, excetuando os estribos fechados e ganchos; e a utilização de armaduras em aço da classe B ou C da EN 1992-1-1-2004, Quadro C.1. O EC8 indica que podem ser utilizadas redes electro soldadas desde que satisfaçam os restantes requisitos indicados na cláusula § 5.4.1.1. do EC8.

2.2.4.2 Restrições geométricas

Encontram-se indicadas no EC8 restrições geométricas a serem aplicadas nos elementos sísmicos primários, nomeadamente vigas, pilares e paredes resistentes. Tais restrições têm como principais objetivos a redução dos efeitos da incerteza de resistência devido a erros geométricos e a diminuição do risco de instabilidade lateral (Romãozinho, 2008). Neste trabalho são apresentadas as restrições para vigas e pilares primários apenas. As restrições referentes às paredes resistentes podem ser encontradas nas cláusulas § 5.4.1.2.3 a § 5.4.1.2.5.

Sobre as restrições nas vigas, o EC8 estabelece que a excentricidade do eixo da viga relativamente ao do pilar com o qual forma nó deve ser limitada para que possa haver uma transmissão eficiente de momentos cíclicos de vigas sísmicas primárias para os pilares. Sendo assim, deve garantir-se que a distância entre o eixo da viga e o eixo do pilar seja inferior a $b_c/4$, em que b_c corresponde à maior dimensão da secção do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga. Também deve ter-se em conta o efeito favorável da compressão do pilar na aderência das armaduras horizontais que atravessam o nó formado entre viga e pilar. De modo a fazer o aproveitamento do referido efeito, a largura de uma viga sísmica primária (b_w) deve satisfazer a expressão 2.16:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (2.16)$$

Em que:

b_w – Largura da viga;

b_c – Largura do pilar

h_w – Altura da viga;

Relativamente às restrições geométricas em pilares, o EC8 indica que, para pilares em que o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos (θ) seja superior a 0,1 as dimensões dos pilares devem ser iguais ou superiores a um décimo da maior distância entre as extremidades do pilar e o ponto de inflexão da deformada, para flexão em plano paralelo à dimensão considerado do pilar.

2.2.4.3 Esforços de cálculo em vigas

Conforme estipulado no EC8, os esforços de cálculo referentes aos momentos fletores e esforços axiais nas vigas podem ser obtidos diretamente da análise da estrutural do edifício para a combinação sísmica e tendo em conta os efeitos de segunda ordem, se assim for necessário. Os esforços axiais e momentos fletores também podem ser estimados através dos máximos da envolvente das combinações sísmicas, pelo que é possível fazer-se o dimensionamento de elementos estruturais para esses esforços de acordo com o EC2 e, a seguir, aplicar as regras de pormenorização estabelecidas no EC8 (Alves, 2012; Romãozinho, 2008; Teixeira 2017). As principais regras de pormenorização são abordadas em 2.2.5.

No que tange à obtenção de esforços transversos em vigas, o EC8 indica que os valores devem ser determinados através das regras do *capacity design* indicadas na cláusula § 5.3.3.3 do EC8. Para além de respeitar as regras do *capacity design*, a determinação dos esforços transversos em vigas deve ser feita com base na ação sísmica de projeto que atua transversalmente no elemento e os momentos fletores nas secções de extremidade das vigas e que provocam a formação de rótulas plásticas nos sentidos positivo e negativo da ação sísmica. Na figura 2-6 encontra-se representado o esquema de cálculo utilizado na obtenção dos esforço transverso em vigas primárias.

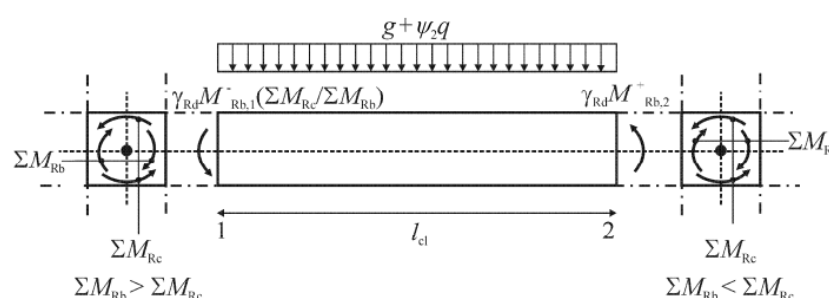


Figura 2-6 - Cálculo do esforço transverso em vigas através do método do *capacity design* (IPQ, 2010)

De uma forma simplista, pode afirmar-se que o esforço transverso de cálculo é composto pela soma por duas parcelas, sendo a primeira correspondente às cargas gravíticas da combinação sísmica $V_{(G+\psi_2.Q)}$ e a segunda correspondente aos momentos fletores máximos

desenvolvidos nas extremidades da viga. A adoção da filosofia de cálculo do esforço transversal acima referida, permite que as vigas atinjam valores limites para o momento fletor e que se dê a formação de rótulas plásticas sem a ocorrência de rotura frágil devido ao esforço transversal. Os momentos nas extremidades das vigas e utilizados no cálculo do esforço transversal devem ser obtidos a partir da expressão 2.17:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (2.17)$$

Em que:

γ_{Rd} – Coeficiente de consideração da sobrerresistência por endurecimento do aço;

$M_{Rb,i}$ – Momento resistente de cálculo na extremidade i , tendo em consideração a armadura existente;

$\sum M_{Rc}$ – Somatório de momento resistente de cálculo dos pilares no nó em estudo;

$\sum M_{Rb}$ – Somatório do momento resistente de cálculo das vigas no nó em estudo;

Tendo em conta o princípio de coluna forte – viga fraca, princípio esse fundamental na filosofia do *capacity design* e representado através da expressão 2.11, e o facto do coeficiente que considera a possível sobrerresistência do aço γ_{Rd} ser igual a 1,0 para vigas de classe DCM, o momento resistente na extremidade da viga $M_{i,d}$ é igual a $M_{Rb,i}$ e o esforço transversal poderá ser obtido a partir da expressão 2.18:

$$\max V_{i,d} = \frac{M_{Rd,bi}^- + M_{Rd,bj}^+}{l_{cl}} + V_{(G+\psi_2.Q),i} \quad (2.18)$$

Em que:

l_{cl} – Comprimento livre da viga;

$G + \psi_2 \cdot Q$ – Combinação de carga gravítica;

G – Valor da ação permanente;

ψ_2 – Coeficiente de minoração para um valor quase-permanente de uma ação variável;

Q – Valor da ação variável;

Com base nos esforços obtidos a partir da expressão 2.18, procede-se com o dimensionamento das armaduras transversais em vigas primárias de acordo com a metodologia de dimensionamento estabelecida no EC2.

2.2.4.4 Esforços de cálculo em pilares

Os esforços de cálculo em pilares, nomeadamente os momentos fletores e o esforço transversal, devem ser obtidos através de um procedimento semelhante ao utilizado na obtenção desses esforços em vigas. Todavia, de modo a verificar o princípio de coluna forte – viga fraca, é necessário que a expressão 2.10 seja satisfeita em todos os nós de ligação entre vigas (primárias e/ou secundárias) e pilares em ambas as direções ortogonais. Nesse sentido, facilmente se observa que os esforços utilizados no dimensionamento dos pilares são superiores àqueles obtidos da análise estrutural do edifício para a combinação sísmica. À semelhança do que acontece nas vigas, também pode ser necessário ter-se em conta os efeitos de segunda ordem e a redistribuição de momentos.

Para os valores de cálculo dos esforços transversos em pilares sísmicos primários, o EC8 estabelece que esses esforços devem ser obtidos segundo os princípios de cálculo do *capacity design* indicados na cláusula § 5.2.3.3 do EC8. Para isso, deve ser considerado o equilíbrio do pilar quando sujeito à ação de momentos fletores nas extremidades $M_{i,d}$ ($i = 1, 2$), momentos esses associados à formação de rótulas plásticas. Na figura 2-7 encontra-se representado o esquema de cálculo para determinação do esforço transversal em pilares.

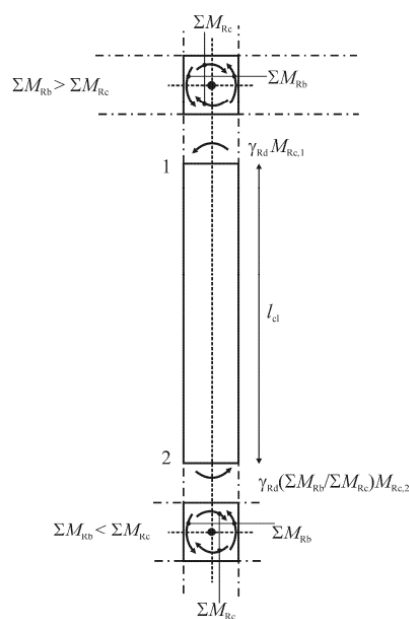


Figura 2-7 - Cálculo do esforço transversal em pilares através do método do *capacity design* (IPQ, 2010)

Porém, deve certificar-se que as formações de rótulas ocorrem em primeiro lugar nas extremidades da viga junto ao nó de ligação entre vigas e pilares. A aferição da correto desencadeamento de formação de rótulas deve ser feita através da expressão 2.19:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}} \right) \quad (2.19)$$

2.2.5 Verificação de segurança e pormenorização construtiva

O EC8 estabelece requisitos para a verificação de segurança e disposição construtiva das vigas, pilares e nós viga-pilar. Esses requisitos podem ser divididos em duas principais categorias, sendo a primeira correspondente à verificação de resistência e a segunda correspondente aos requisitos de verificação de ductilidade local.

2.2.5.1 Verificação de segurança e pormenorização construtiva em vigas

No que tange à resistência, para além dos pontos abordados em 2.2.4, o EC8 determina na cláusula § 5.4.3.1.1. que a armadura superior em secções transversais da viga junto às zonas de nó deve ser colocada maioritariamente na alma da viga. Entretanto, uma pequena parte dessa armadura pode ser disposta fora da largura da alma e dentro da largura efetiva do banzo b_{eff} . Essa largura efetiva está relacionada com o posicionamento dos pilares aos quais se ligam as vigas. Sendo assim, para as vigas primárias ligadas a pilares exteriores e, não havendo existência de uma viga transversal, a largura efetiva deve ser igual à largura do pilar. Na existência de uma viga transversal, a largura efetiva b_{eff} deve ser aumentada duas vezes para cada lado o valor da espessura da laje, h_f , conforme ilustrado na figura 2-8 nos casos A e B (Romãozinho, 2008; IPQ, 2010).

Para vigas primárias com ligação a pilares interiores, deve incrementar-se $2h_f$ às larguras referidas para os casos A e B, conforme indicado nos casos C e D na figura 2-8 (IPQ, 2010).

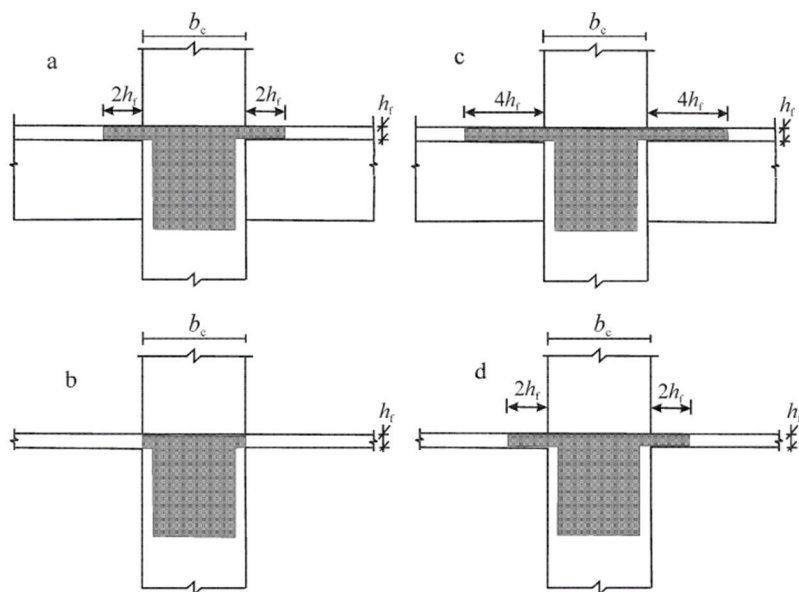


Figura 2-8 - Largura efetiva do banzo b_{eff} para vigas ligadas a pilares (IPQ, 2010)

Durante a verificação da ductilidade local de vigas primárias, deve ter-se em conta as zonas críticas da mesma, uma vez que a probabilidade de ocorrência de plastificação é superior nessas zonas, comparativamente às restantes secções da viga. Nesse sentido, a determinação de zonas críticas permite a realização de uma pormenorização mais adequada das mesmas de modo a evitar-se a ocorrência de modos de rotura indesejáveis, como é o caso da rotura frágil por esforço transverso. A cláusula § 5.4.3.1.2 do EC8 define a zona crítica de uma viga primária de classe de ductilidade DCM como uma região distante até l_{cr} de cada extremidade da viga junto ao nó viga-pilar. Essa zona também pode ser considerada até uma distância de l_{cr} de ambos os lados de qualquer outra secção da viga em que pode haver cedência. Para as vigas que servem de suporte para elementos verticais descontínuos, as zonas críticas devem ter uma distância de $2 \cdot l_{cr}$. Note-se que l_{cr} é igual a altura da secção da viga, h_w (Romãozinho, 2008; IPQ, 2010).

Para além de determinar a zona crítica de vigas primárias é necessário aferir-se que essas zonas apresentam níveis adequados de ductilidade. Para isso, deve garantir-se que o fator de ductilidade em curvatura, μ_ϕ , seja igual ou superior ao valor indicado nas expressões 2.11 e 2.12. No entanto, pode considerar-se verificado o fator de ductilidade em curvatura se forem cumpridas duas condições. A primeira condição a ser cumprida estabelece que a zona comprimida da secção transversal da viga primária deve possuir armadura de secção não inferior à metade da secção da armadura da zona em tração. A segunda condição estipula que a taxa de armadura na zona tracionada ρ não deve ser superior a ρ_{max} , obtido através da expressão 2.20 (Romãozinho, 2008; IPQ, 2010):

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.20)$$

Em que:

f_{yd} – Valor de cálculo de tensões de cedência do aço;

f_{cd} – Valor de cálculo de tensões de rotura do betão;

ρ' - Taxa de armadura da zona comprimida;

$\varepsilon_{sy,d}$ – Valor de cálculo de extensão de cedência do aço;

μ_{φ} – Fator de ductilidade em curvatura;

Salienta-se que, no caso da zona tracionada incluir uma laje, deve considerar-se em ρ as armaduras da laje paralelas à viga e que se encontrem no interior da largura efetiva do banzo. Para além dos critérios acima definidos para as armadura longitudinais, O EC8 também estabelece que deve assegurar-se uma percentagem mínima de armadura por todo o comprimento da viga. Essa taxa mínima de armadura pode ser obtida através da expressão 2.21 (Romãozinho, 2008; IPQ, 2010):

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (2.21)$$

Em que:

f_{ctm} – Valor médio de tensão de rotura do betão à tração;

f_{yk} – Valor característico de tensão de cedência do aço;

Para além das armaduras longitudinais referidas acima, devem ser colocadas nas zonas críticas de vigas primárias armaduras de confinamento de diâmetro igual ou superior a 6 mm e espaçamento, s , não superior ao valor obtido através da expressão 2.22 (Romãozinho, 2008; IPQ, 2010):

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bW}; 225; 8d_{bL}\} \quad (2.22)$$

Em que:

h_w – Altura da viga;

d_{bW} – Diâmetro de varões transversais;

d_{bL} – Diâmetro mínimo de varões longitudinais;

A EC8 também estabelece que a primeira armadura de confinamento deve ser colocada a uma distância máxima de 50 mm do extremo da viga. Na figura 2-9 encontram-se representadas as disposições indicadas para a pormenorização de armaduras transversais (Romãozinho, 2008; IPQ, 2010).

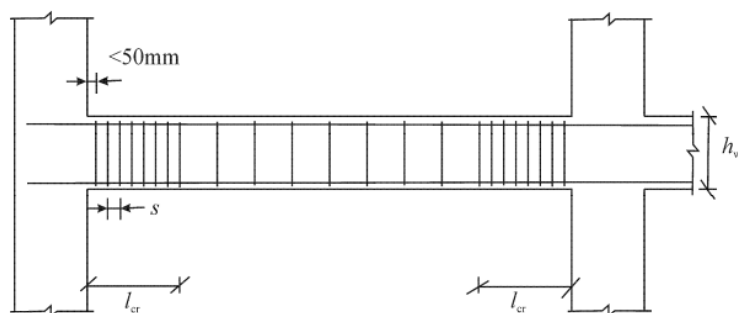


Figura 2-9 - Armaduras transversais em secções críticas da viga (IPQ, 2010)

2.2.5.2 Verificação de segurança e pormenorização construtiva em pilares

À semelhança do que se passa com as vigas, o EC8 propõe a adoção de critérios de segurança de modo a garantir a resistência e ductilidade local nos pilares.

Em relação à resistência dos pilares, o EC8 indica na cláusula § 5.4.3.2.1 que a abordagem de cálculo está relacionada com o tipo de resistência a ser calculada. Sendo assim, o cálculo de resistência em flexão e ao esforço transversal deve ser feito de acordo com os requisitos estabelecidos no EC2 e com recurso ao valor de esforço normal obtido através de uma análise para projeto sísmico. Também pode ser considerada a flexão desviada, sendo que a verificação desse tipo de esforços deve ser feita de forma separada em cada direção e considerando uma redução de 30% da resistência em flexão. A cláusula § 5.4.3.2.1 também indica que o valor do esforço normal reduzido v_d em pilares sísmicos primários deve ser igual ou inferior a 0,65 (IPQ, 2010).

De modo a cumprir os requisitos de ductilidade local, o EC8 estabelece alguns princípios a serem utilizados na disposição de armadura longitudinal e de confinamento. Sendo assim deve garantir-se a colocação simétrica de armadura longitudinal, ρ , em secções transversais simétricas ($\rho = \rho'$) e que a taxa de armadura obedeça a expressão 2.23 (Romãozinho, 2008; IPQ, 2010):

$$0,1 \leq \rho \leq 0,4 \quad (2.23)$$

De modo a assegurar a integridade dos nós viga-pilar, o EC8 propõe a colocação de, no mínimo, um varão intermédio ao longo de cada face do pilar, entre os varões colocados nos cantos da secção.

Relativamente à zona crítica do pilar l_{cr} , o EC8 indica que o comprimento (em metros) da mesma pode ser calculado a partir da expressão 2.24:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\} \quad (2.24)$$

Em que:

h_c – Maior dimensão da secção transversal do pilar (em metros);

l_{cl} – Desenvolvimento livre em altura do pilar, para o piso em análise (em metros).

Realça-se ainda que deve considerar-se toda a altura do pilar como zona crítica, caso se verifique a expressão 2.25:

$$\frac{l_{cl}}{h_c} < 3 \quad (2.25)$$

De modo a garantir a ductilidade local da zona da zona crítica e controlar a perda de resistência devido ao destacamento do betão, O EC8 propõe a verificação da expressão 2.26:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\varphi\nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (2.26)$$

Em que:

ω_{wd} – Percentagem mecânico-volumétrica das cintas de confinamento nas zonas críticas do pilar, $\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$;

μ_φ – Valor requerido para o fator de ductilidade em curvatura;

ν_d – Valor do esforço normal reduzido $\nu_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$;

$\varepsilon_{sy,d}$ – Valor de cálculo da extensão de cedência do aço;

b_c – Largura bruta da secção transversal;

b_0 – Largura do núcleo confinado;

α – Coeficiente da eficácia global do confinamento, dado por $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, fatores estes que, para secções retangulares, são dados pelas expressões 2.27 e 2.28:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0 h_0 \quad (2.27)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0) \quad (2.28)$$

Em que:

n – Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

b_i – Distância entre varões consecutivos abraçados;

h_0 – Altura do núcleo confinado

s – Espaçamento das cintas de confinamento;

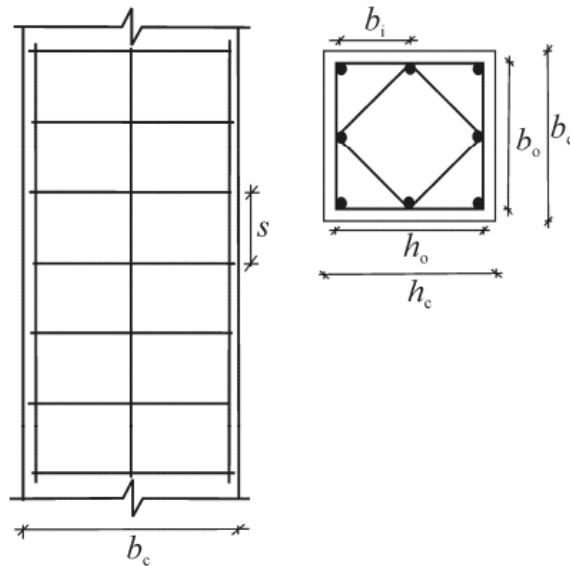


Figura 2-10 - Confinamento do núcleo do pilar em betão (IPQ, 2010)

Salienta-se que as expressões 2.27 e 2.28 permitem obter os fatores utilizados na determinação do coeficiente de eficácia global do confinamento apenas para secções regulares. As expressões utilizadas na determinação dos referidos fatores para secções circulares podem ser aferidas na cláusula § 5.4.3.2.2 8 (b e c) do EC8.

O EC8 estabelece que o valor de ω_{wd} em zonas críticas do pilar não deve ser inferior a 0,08. Também é recomendado pelo EC8 que as cintas e ganchos tenham um diâmetro mínimo de 6 mm e espaçamento suficiente de modo a assegurar um mínimo de ductilidade e impedir a encurvadura local dos varões longitudinais. Tal espaçamento pode ser determinado através da expressão 2.29:

$$s = \min(b_0/2; 175; 8d_{bL}) \quad (2.29)$$

Em que:

d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais em milímetros;

Realça-se ainda que os varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou ganchos devem ser dispostos com um afastamento máximo de 200 mm (IPQ, 2010).

Segundo o EC8, caso se verifique que o valor de esforço normal reduzido na situação sísmica seja inferior a 0,2 e que o valor do coeficiente de comportamento, q , utilizado seja igual ou inferior a 2,0, pode proceder-se com a determinação de armaduras transversais na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários segundo as prescrições indicadas no EC2.

3 DEFINIÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

Conforme indicado em 1.3, neste capítulo é feita a apresentação do edifício existente em estudo e dimensionamento do mesmo edifício considerando uma solução estrutural do tipo pórtico em betão armado. Inicialmente, é realizada a caracterização da arquitetura do edifício existente e descrição do sistema estrutural do mesmo e, de seguida, procede-se com a apresentação de um sistema estrutural para o novo edifício. Após a definição do sistema estrutural do edifício, realiza-se o pré-dimensionamento da estrutura, obtendo-se assim as dimensões preliminares dos elementos estruturais que compõem o referido sistema. Seguidamente, é feita a modelação, análise e dimensionamento da estrutura de acordo com o EC8 de modo a obter-se a taxa de armadura nos elementos sísmicos primários. Note-se que o dimensionamento da estrutura é realizado com o auxílio do software de cálculo automático *ETABS*.

3.1 Caracterização arquitetónica do edifício

O edifício em estudo trata-se de uma construção de 1949 e encontra-se localizado na rua José Duro no bairro de Alvalade, Lisboa (figura 3-1).

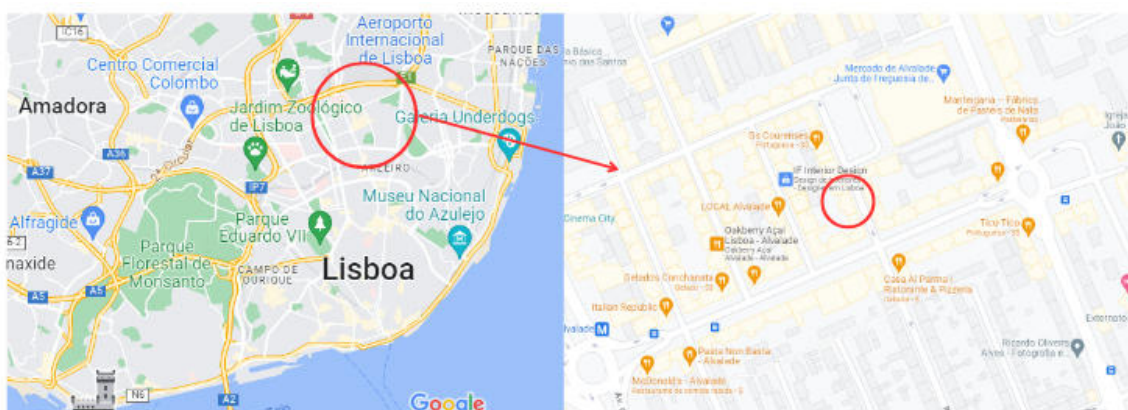


Figura 3-1 - Localização do edifício em estudo (Google Maps, 2023)

O referido edifício é constituído por um piso térreo e três pisos elevados, possuindo uma área coberta de 1136 m² e altura de 16,1 m (figuras 3-2 a 3-5).



Figura 3-2 - Alçado principal do edifício (Lamego, 2014)



Figura 3-3 - Alçado posterior do edifício (Lamego, 2014)

Quanto ao tipo de utilização, o edifício caracteriza-se como edifício de habitação e terciário. O piso 0 destina-se a atividades comerciais e possui área bruta e pé direito de 270,5 m² e 2,2 m respetivamente. O referido piso é constituído por quatro lojas, espaços de arrumos e uma zona de circulação. Na figura 3-4, é feita a representação do referido piso.

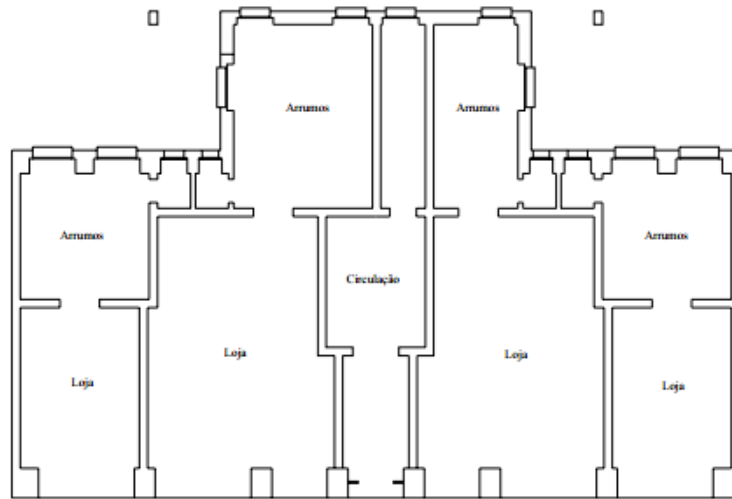


Figura 3-4 - Planta de arquitetura do piso térreo do edifício em estudo (Lamego, 2014)

Os três pisos elevados são utilizados como habitação multifamiliar, sendo cada um destes constituído por dois fogos simetricamente distribuídos em planta, obtendo-se assim um total de 6 fogos de 144,27 m² de área e pé direito de 3,76 m. Cada um dos referidos fogos é constituído por quatro quartos, duas salas, uma instalação sanitária, uma cozinha e duas varandas, conforme se pode observar na figura 3-5.



Figura 3-5 - Planta de arquitetura de restantes pisos do edifício em estudo (Lamego, 2014)

3.2 Apresentação e dimensionamento do edifício em estudo

O edifício existente em estudo caracteriza-se por possuir um sistema estrutural misto de alvenaria e betão armado, ou seja, trata-se de uma estrutura com comportamento de “placa”. O referido edifício possui lajes em betão armado com uma espessura de 0,10 m e encontra-se assente num sistema de fundações diretas em alvenaria de pedra rija com profundidade e secções necessárias para garantir a sua estabilidade (Lamego, 2014). O piso 0 é constituído por paredes de fachada em alvenaria de pedra ordinária, paredes interiores em alvenaria de tijolo cerâmico maciço, e um sistema de pilares e vigas em betão armado. A planta de estabilidade do piso térreo encontra-se representada na figura 3-6.

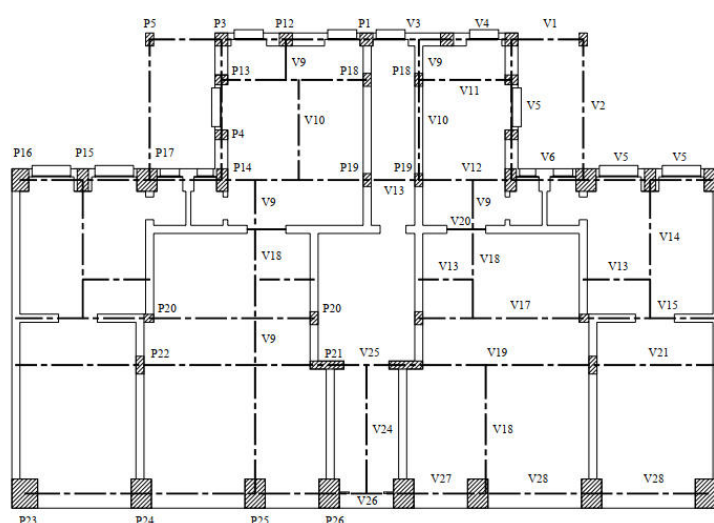


Figura 3-6 - Planta de estrutural do piso térreo do edifício existente em estudo (Lamego, 2014)

Os três pisos elevados também são constituídos por um sistema de paredes em alvenaria e um segundo sistema, constituído por vigas e pilares exteriores em betão armado. Nesses pisos, o sistema de paredes é constituído por paredes de fachada em alvenaria de pedra ordinária, paredes divisórias dos fogos em tijolo cerâmico maciço, paredes da caixa de escadas em tijolo maciço e as paredes remanescentes em tijolo cerâmico perfurado. As paredes das empenas são em betão armado. Conforme referido e à semelhança do piso 0, os pisos elevados também possuem um sistema de pilares e vigas em betão armado, mas apenas nas paredes de fachada principal e de tardoz. Para além dos elementos referidos em cima, o edifício também possui escadas em betão armado e cobertura revestida com telha cerâmica. A cobertura possui estrutura em madeira onde assentam as telhas. A planta de estabilidade dos pisos elevados encontra-se representada na figura 3-7.

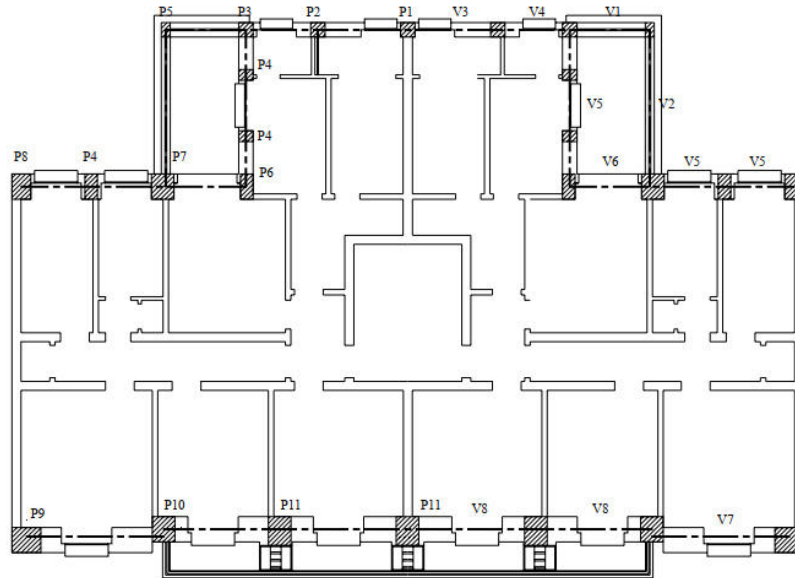


Figura 3-7 - Planta de estrutural de restantes pisos do edifício existente em estudo (Lamego, 2014)

3.3 Apresentação do novo sistema estrutural em betão armado

Tendo em conta o objetivo deste trabalho, a partir das plantas de arquitetura do edifício existente (figuras 3-4 e 3-5), será projetada, será projetada uma solução estrutural atual com a aplicação de materiais e tecnologias construtivas recentes. Assim, a solução estrutural atual proposta para as plantas de arquitetura do edifício em estudo, é a de um sistema porticado em betão armado, composto por vigas e pilares primários e com pavimentos em laje maciça. Note-se que o posicionamento dos elementos que constituem o pórtico do edifício, nomeadamente vigas e pilares, é feito de forma a conservar a tipologia e a disposição arquitetónica do edifício existente em termos de número de fogos; compartimentação de frações; alinhamento de paredes; e posição do núcleo de escadas. Refere-se ainda que a cobertura continua a ser constituída por telha cerâmica. No entanto, a estrutura de suporte da mesma (cobertura) passa a ser constituída por *Light Steel Frame – LSF*, em vez de uma estrutura em madeira.

Este trabalho não preconiza o estudo do sistema de fundações do edifício pelo que se assume um sistema de fundações diretas por sapatas. Assume-se também que as fundações se encontram executadas de acordo com os critérios estabelecidos na NP EN 1997-1 2010 ou Eurocódigo 7 (EC7) e EC8 de modo a garantir um encastramento perfeito com a base dos pilares, capaz de fazer a transmissão de todos os esforços do edifício ao solo de forma segura. De acordo com a carta geológica de Lisboa e tendo em conta a localização do edifício, verifica-

se que o mesmo encontra-se assente num solo da classe B do quadro 3.1 do EC8 (CML, 2023).

3.4 Materiais

O dimensionamento do edifício em estudo é realizado para a classe de ductilidade média ou DCM, pelo que os materiais adotados devem respeitar cláusula § 5.5.1.1 do EC8.

3.4.1 Betão

A escolha do betão para a estrutura do edifício em estudo foi feita com base no EC8 e na norma NP EN 206, tendo sido adotado um betão de classe de resistência C25/30 cujas características encontram-se indicadas na tabela 3-1.

Tabela 3-1 - Características do betão adotado – C25/30

Característica	Valores
f_{ck}	25,0 Mpa
f_{cd}	16,7 Mpa
f_{ctm}	2,6 Mpa
E_{cm}	31,0 Gpa
γ_c	24,0 kN/m ³

3.4.2 Aço

O tipo de armadura utilizada na estrutura do edifício em estudo pertence à classe C do Quadro C1 do EC2 e trata-se de varões em aço A500 NR SD. As características do referido elemento encontram-se referidas na tabela 3-2.

Tabela 3-2 - Característica do aço adotado – A500 NR SD

Característica	Valores
f_{yk}	500 Mpa
f_{yd}	435 Mpa
E_s	200 Gpa
γ_s	77 kN/m ³

3.5 Ações e combinação de ações

3.5.1 Ações

Para o dimensionamento da nova estrutura, foram considerados 3 tipos de ações, nomeadamente, ações permanentes, ações variáveis e ações sísmicas. Para as ações permanentes consideraram-se o peso próprio da estrutura (PP) e a restante carga permanente (RCP) devido ao peso dos elementos não estruturais. Os valores adotados para as ações permanentes encontram-se representados na tabela 3-3.

Tabela 3-3 - Valores de ações permanentes

Ações permanentes	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Cobertura
PP	25 kN/m ³	25 kN/m ³	25 kN/m ³	25 kN/m ³
RCP laje	2 kN/m ²	2 kN/m ²	2 kN/m ²	2 kN/m ²
RCP parede lateral	7,8 kN/m	7,8 kN/m	7,8 kN/m	8,8 kN/m

Note-se que os valores da da RCP nas lajes foram obtidos através no Eurocódigo 1 ou NP EN 1991 – 1 2009 (EC1). Já os valores da RCP em paredes foram calculados tendo em conta o peso da parede exterior. Na cobertura, este valor foi obtido através da determinação do peso do telhado em *LSF*.

Relativamente às ações variáveis consideraram-se as sobrecargas (SC) resultantes do tipo de ocupação do edifício. Na tabela 3-4 são apresentados os valores associados às sobrecargas, de acordo com o EC1.

Tabela 3-4 - Valores de sobrecargas

Sobrecargas	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Cobertura
SC apartamentos	2 kN/m ²	2 kN/m ²	2 kN/m ²	2 kN/m ²
SC núcleo de escadas	4 kN/m ²	4 kN/m ²	4 kN/m ²	4 kN/m ²
SC cobertura	-	-	-	2,27 kN/m

O valor da sobrecarga na cobertura considerado na tabela 3-4, refere-se à carga da estrutura do telhado sobre a viga perimetral da cobertura. A sobrecarga considerada para a cobertura em aço leve foi de 0,4 kN/m².

Note-se que não foi considerada a ação do vento, que consiste numa ação variável horizontal. Isto deve-se ao facto de se estar a considerar a ação do sismo e desta ser mais desfavorável à estrutura comparativamente com a ação do vento.

Para a ação sísmica, foram obtidos no Anexo NA.I do EC8 os valores da aceleração sísmica de referência para os dois tipos de ação sísmica. Note-se que o edifício em estudo se encontra localizado no bairro de Alvalade pelo que os valores de aceleração sísmica obtidos correspondem ao concelho de Lisboa. Na tabela 3-5 são indicados os valores da aceleração para os dois tipos de sismo bem como o referido zonamento sísmico.

Tabela 3-5 - Aceleração sísmica de referência no concelho de Lisboa

Ação sísmica	Tipo 1	Tipo 2
Zona sísmica	1,3	2,3
Aceleração referência	1,5 m/s ²	1,7 m/s ²

Para além dos valores da ação sísmica, foram também estabelecidos o tipo de terreno e a classe de importância referentes ao edifício em estudo. O terreno considerado corresponde ao tipo B, constituído por depósitos de areia muito compacta, de seixo ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade. Relativamente à classe de importância, refere-se que o edifício em análise pertence à classe II, pelo que o valor do coeficiente de importância γ_1 igual a um, conforme indicado na tabela 2-4

3.5.2 Combinações de ações

A combinação de ações foi determinada de acordo com o NP EN 1990 – 1 – 2009 ou Eurocódigo 0 (EC0), tendo como objetivo a verificação dos Estados Limite Últimos e de Utilização. Nas expressões 3.1 a 3.3 são apresentadas as combinações utilizadas no âmbito deste estudo.

Estados Limites Últimos – Combinação Fundamental

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Estados Limites Últimos – Ação Sísmica

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Estados Limites de Utilização – Combinação Quase-Permanente

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Σ – Refere-se ao “efeito combinado de”;

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes;

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;

γ_P – Coeficiente parcial relativo às ações de pré-esforço;

Ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;

Ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;

E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;

G_k – Valor característico de uma ação permanente;

$Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;

$Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base;

P – Valor da ação do pré-esforço;

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_1 \times A_{Ek}$);

A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.

Uma vez que se pretende realizar o dimensionamento de elementos estruturais, os coeficientes parciais serem utilizados são do tipo STR sem ações geotécnicas envolvidas. Na tabela 3-6 são apresentados os valores dos coeficientes parciais utilizados, de acordo com o Quadro A1.2(B) do EC0.

Tabela 3-6 - Coeficientes parciais

γ_G	γ_Q
1,35	1,5

Nas expressões 3.4 a 3.7 são apresentadas as combinações utilizadas, considerando os devidos coeficientes parciais.

Estados Limites Últimos – Combinação Fundamental

$$1,35 \times PP + 1,35 \times RCP + 1,5 \times SC \quad (3.4)$$

Estados Limites Últimos – Ação Sísmica

$$PP + RCP + 0,3 \times SC + EQ1 \quad (3.5)$$

$$PP + RCP + 0,3 \times SC + EQ2 \quad (3.6)$$

Estados Limites de Utilização – Combinação Quase-Permanente

$$PP + RCP + 0,3 \times SC \quad (3.7)$$

Nas expressões 3.4 a 3.7, *PP* corresponde à carga permanente, *RCP* representa a restante carga permanente, *SC* trata-se da sobrecarga e *EQ1* e *EQ2* correspondem às ações do sismo tipo 1 e tipo 2 respetivamente.

3.6 Pré-dimensionamento

Conforme indicado em 3.3, a solução estrutural adotada para o edifício em estudo, trata-se de um sistema porticado em betão armado, composto por vigas, pilares e lajes. Nesse sentido, pretende-se realizar neste subcapítulo o pré-dimensionamento destes elementos de modo a se proceder com a modelação, análise e dimensionamento dos mesmos. Refere-se, no entanto, que para este estudo, não foi realizado o dimensionamento da laje, tendo sido feito apenas o pré-dimensionamento do mesmo. Na figura 3-8 apresenta-se uma planta do sistema porticado em betão armado.

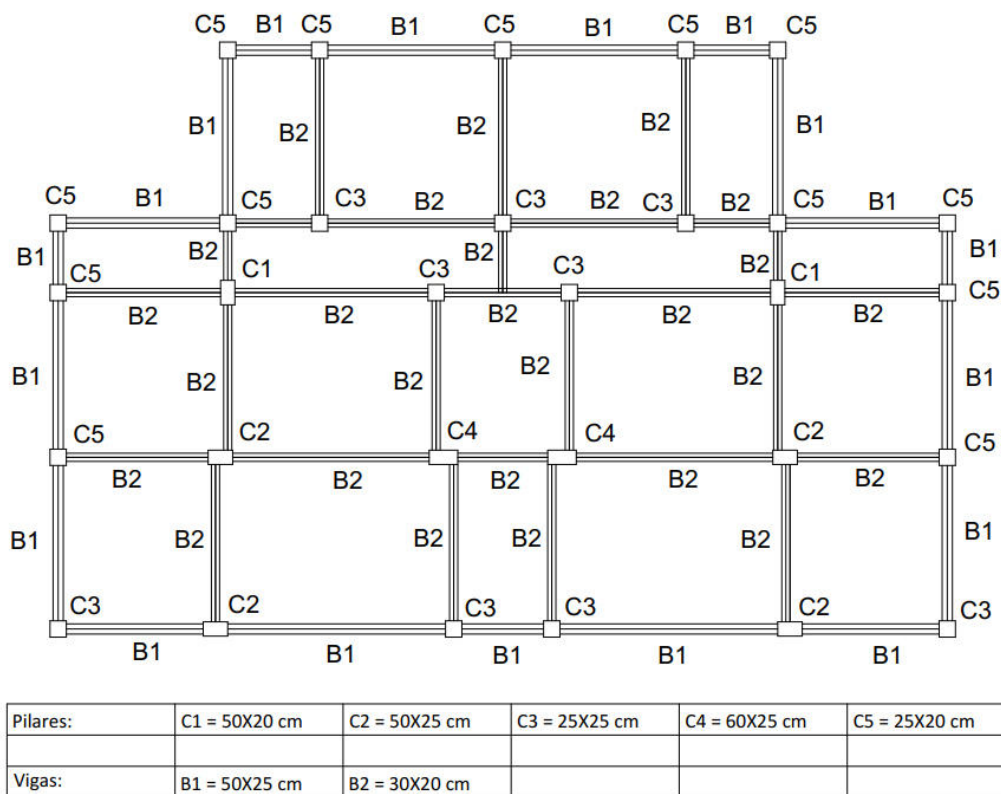


Figura 3-8 - Sistema estrutural porticado em betão armado

3.6.1 Lajes

O pré-dimensionamento de lajes corresponde à determinação da espessura da mesma. De acordo como o EC2, o mesmo foi feito através da expressão 3.8.

$$d > \frac{l}{K \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.8)$$

Onde:

d – espessura da laje;

l – comprimento de menor vão;

K – coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço.

Para o cálculo da espessura da laje do edifício em estudo tem-se:

$$d > \frac{4,20}{26 \times \frac{500}{500}} = 0,16 \text{ m}$$

Sendo assim, adotou-se uma laje com 0,20 m de espessura para todos os pisos do edifício. Note-se que, a espessura definida para a laje do sistema porticado provocará uma redução de 10 cm ao pé direito do edifício existente.

3.6.2 Vigas

A determinação da altura e largura das vigas foi feita com base nas expressões 3.9 e 3.10 (Moutinho, 2015).

$$h \geq \frac{l}{10 - 12} \quad (3.9)$$

$$b = (0,3 \text{ a } 0,5)h \quad (3.10)$$

onde:

h – altura da viga;

b – largura da viga;

l – comprimento do vão.

Através das expressões 3.9 e 3.10 obteve-se duas secções para a viga exterior e interior. Para as vigas interiores considerou-se uma secção de 50x25 cm. Para a vigas perimetrais utilizou-se a secção de 30x20 cm.

3.6.3 Pilares

O pré-dimensionamento de pilares consiste no cálculo da área necessária para cada pilar e foi realizado com recurso à expressão 3.11 (Moutinho, 2015). Para isso, foi necessário determinar-se os esforços atuantes no pilar, nomeadamente o peso próprio das lajes, restantes cargas permanentes e sobrecargas, como também a área de influência de cada pilar, ou seja, as áreas da laje cujo peso se prevê que seja descarregado em cada pilar.

$$v = \frac{N}{A \times f_{cd}} \leq 0,65 \quad (3.11)$$

Onde:

N – corresponde ao esforço normal atuante no pilar;

A – corresponde à área do pilar;

f_{cd} – corresponde à tensão de rotura à compressão do betão;

v – representa o esforço normal reduzido;

Na tabela 3-7 apresentam-se as secções obtidas para os pilares do edifício em estudo.

Tabela 3-7 - Secção de pilares considerados

Denominação	Secção	h (cm)	b (cm)
C1	C50x20	50	20
C2	C50x25	50	25
C3	C25x25	25	25
C4	C60x25	60	25
C5	C25x20	25	20

3.7 Modelação e análise

3.7.1 Definição do modelo

Após a realização do pré-dimensionamento dos elementos estruturais, procedeu-se com a modelação e análise da estrutura. Uma vez que se pretende realizar uma análise modal por espectro de resposta e, tendo em conta a complexidade da mesma, recorreu-se ao software de cálculo automático *ETABS*. A escolha do referido software deveu-se ao facto do mesmo permitir a determinação automática de características estruturais do edifício como os centros de massa (CM) e de rigidez (CR), com um baixo grau de computação manual.

O modelo do edifício em *ETABS* foi composto por elementos em barra (*Frame*) para as vigas e pilares e elementos de área (*Shell*) para as lajes. Uma vez que as lajes do edifício em estudo se tratam de lajes maciças, considerou-se a opção *Shell Thick* ou laje espessa. Foi também considerado o efeito de diafragma rígido ao nível dos pavimentos, assegurando-se assim a transmissão dos esforços laterais para os elementos verticais da estrutura. Na figura 3-9 é feita a representação da planta tipo do modelo do edifício em estudo no *ETABS*.

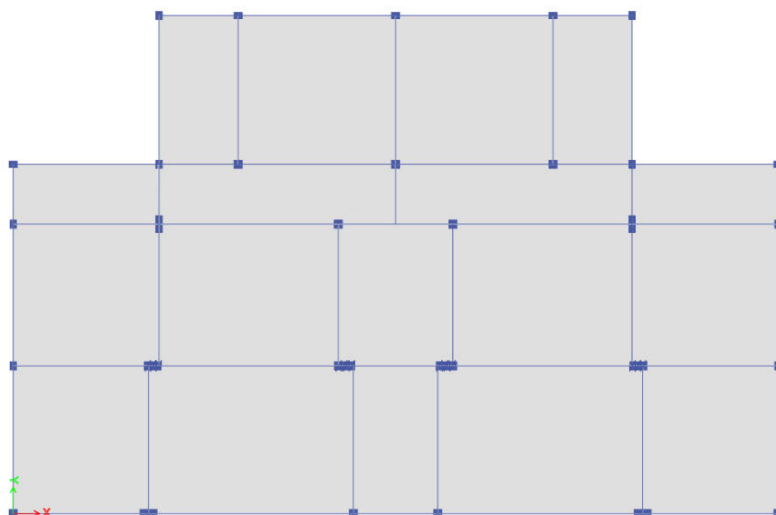


Figura 3-9 - Planta tipo do edifício em estudo - *ETABS*

Para as fundações, consideraram-se encastramentos perfeitos na base dos pilares de modo a conferir o efeito de bloqueio dos movimentos de translação e rotação dos referidos pilares.

Por último, destaca-se a utilização de nós rígidos para efeitos de ligação de elementos que apresentam pequenos desalinhamentos em planta. Na figura 3-10 é feita a representação da referida ligação.



Figura 3-10 - Ligação de elementos desalinhados

3.7.2 Ações

As ações resultantes do PP foram consideradas de forma automática pelo software. As RCP e SC nas lajes foram aplicadas como cargas uniformemente distribuídas nas mesmas. Por

outro lado, as RCP e SC resultantes do peso de paredes periféricas e cobertura foram aplicadas como cargas linearmente distribuídas nas vigas perimetrais.

Para a ação sísmica, procedeu-se com a definição dos espetros de resposta de cálculo para os sismos tipo 1 e tipo 2. Para a combinação modal utilizou-se a combinação quadrática completa (CQC). Já para a combinação direcional, utilizou-se a raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS).

3.7.3 Simplificações adotadas

De acordo com a cláusula § 4.3.1 do EC8, e uma vez não tendo sido feita uma análise mais rigorosa dos elementos primários no estado de fendilhação, considerou-se para esses elementos uma rigidez elástica de flexão e de esforço transversal correspondente à metade da rigidez dos elementos não fendilhados. Adicionalmente e, de modo a se ter em conta a contribuição das lajes na rigidez das vigas, considerou-se um aumento de 50% na inércia das vigas primárias. Sendo assim, foram multiplicados os coeficientes de 0,75 e 0,50 aos valores de inércia das vigas e pilares respetivamente.

3.7.4 Efeitos da ação sísmica

Nesta secção, pretendeu-se analisar o efeito da ação sísmica no edifício em estudo, como também fazer a verificação das características estruturais que contribuem para o desempenho do edifício perante uma ação sísmica, nomeadamente a regularidade estrutural e coeficiente de comportamento.

3.7.4.1 Regularidade em planta

De modo a ser considerado como regular em planta o edifício deve cumprir os critérios referidos em 2.1.3.1.1 deste trabalho e na cláusula § 4.2.3.2 do EC8. Relativamente à simetria estrutural, verifica-se que o edifício em estudo é simétrico apenas segundo o eixo Y, conforme se observa na figura 3-8. Não se verifica a simetria estrutural no eixo X.

Verifica-se também que o edifício cumpre com o critério de forma compacta, uma vez que a área exterior à linha de contorno do edifício é inferior a 5%, conforme indicado na tabela 3-8.

Tabela 3-8 - Verificação de compacidade da planta dos pisos do edifício

Piso	A_f (m ²)	A_0 (m ²)	A_0/A_f	$A_0 \leq 0,05 A_f$
1 a 4	273,23	8,77	0,032	Verifica

Na tabela 3-8, A_f e A_0 correspondem, respetivamente, à área do piso e à área exterior à linha de contorno do edifício.

Para além das verificações acima descritas, foi feita também a análise da esbelteza do edifício através da expressão 2.5, tendo sido confirmada a satisfação da referida expressão, conforme indicado na tabela 3-9.

Tabela 3-9 - Verificação de esbelteza

Piso	L_x (m)	L_y (m)	λ	$\lambda \leq 4$
Todos	21,75	14,18	1,53	Verifica

Adicionalmente, deve verificar-se se a excentricidade estrutural e o raio de torção do edifício em estudo verificam as expressões 2.6 e 2.7. Para isso, obtiveram-se os valores do raio de torção r_x e r_y bem como os valores da excentricidade estrutural e_{0x} e e_{0y} . O raio de torção foi obtido através da expressão 3.12 (IPQ, 2010).

$$r_i = \sqrt{\frac{k_\theta}{k_j}} \quad (3.12)$$

Em que:

k_θ – rigidez de torção

k_j – rigidez de translação em x ou y

Na tabela 3-10, são apresentados os valores de rigidez e de raio de torção da estrutura. Salienta-se que os valores de rigidez indicados na referida tabela foram obtidos através do software de cálculo *ETABS* e que RS 1 corresponde ao espectro de resposta para o sismo tipo 1.

Tabela 3-10 - Raio de torção da estrutura

Força	Piso	u_x (m)	u_y (m)	θ (°)	k_x (kN/m)	k_y (kN/m)	k_θ (kN.m/rad)	r_x (m)	r_y (m)
RS 1	4	0,0038	0,0039	0,00147	101159,67	80651,94	3259128,05	6,36	5,68
RS 1	3	0,0064	0,0065	0,00128	103559,16	81234,95	6388809,07	8,87	7,85
RS 1	2	0,0082	0,0084	0,00094	105051,93	81633,76	11345655,80	11,79	10,39
RS 1	1	0,0073	0,0081	0,00048	133451,21	98082,58	25320530,29	16,07	13,77

Na tabela 3-10, u_x , u_y e θ correspondem, respetivamente, aos deslocamentos lineares segundo os eixos X e Y e ao deslocamento angular segundo o eixo Z.

Através do software de cálculo automático também foi possível calcular os centros de massa e de rigidez do edifício. Esses valores são indicados na tabela 3-11. Na referida tabela também são apresentados os valores da excentricidade estrutural do edifício.

Tabela 3-11 - Centro de massa, rigidez e excentricidade estrutural

Piso	X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	e_{0x} (m)	e_{0y} (m)
4	10,88	6,50	10,87	4,95	0,01	1,54
3	10,88	6,48	10,87	4,88	0,01	1,60
2	10,88	6,48	10,87	4,77	0,01	1,71
1	10,88	6,48	10,87	4,48	0,01	2,01

Na tabela 3-11, X_{CM} e Y_{CM} representam as coordenadas do centro de massa do piso. Por outro lado, X_{CR} e Y_{CR} correspondem às coordenadas do centro de rigidez do piso.

De seguida, procedeu-se com realização da verificação da excentricidade estrutural de acordo com a expressão 2.6. Essa verificação pode ser aferida na tabela 3-12.

Tabela 3-12 - Verificação de excentricidade estrutural

Piso	e_{0x} (m)	$0,3 r_x$ (m)	$e_{0x} \leq 0,3 r_x$	e_{0y} (m)	$0,3 r_y$ (m)	$e_{0y} \leq 0,3 r_y$
4	0,01	1,91	Verifica	1,54	1,70	Verifica
3	0,01	2,66	Verifica	1,60	2,36	Verifica
2	0,01	3,54	Verifica	1,71	3,12	Verifica
1	0,01	4,82	Verifica	2,01	4,13	Verifica

Conforme se pode aferir na tabela 3-12, o edifício em estudo verifica a expressão 2.6.

Também se procedeu à análise do raio de torção do edifício em estudo no sentido de se aferir se os mesmos verificam a condição estabelecida pela expressão 2.7. Na tabela 3-13, apresentam-se os resultados da referida análise.

Tabela 3-13 - Verificação do raio de torção

Piso	Massa	L_x (m)	L_y (m)	I_p (kg.m ²)	I_s (m)	r_x (m)	$I_s \leq r_x$	r_y (m)	$I_s \leq r_y$
4	327054,3	21,75	14,18	18373228	7,50	6,36	Não Verifica	5,68	Não Verifica
3	323131,9	21,75	14,18	18152877	7,50	8,87	Verifica	7,85	Verifica
2	323131,9	21,75	14,18	18152877	7,50	11,79	Verifica	10,39	Verifica
1	323131,9	21,75	14,18	18152877	7,50	16,07	Verifica	13,77	Verifica

Na tabela 3-13, m corresponde à massa do edifício. Por outro lado, I_p e I_s correspondem, respetivamente ao raio de giração e momento polar do piso e foram obtidos através das expressões 3.13 (IPQ, 2010) e 3.14 (Moutinho, 2015).

$$I_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad (3.13)$$

$$I_p = \frac{m}{12} \cdot (L_x^2 + L_y^2) \quad (3.14)$$

Conforme se pode verificar na tabela 3-13, o piso 4 não verifica a expressão 2.7, tornando o sistema torsionalmente flexível.

3.7.4.2 Regularidade em altura

Tendo em conta os critérios de regularidade em altura referidos em 2.1.3.1.2, o edifício em estudo é considerado como irregular em altura, pois o mesmo não verifica aos critérios de regularidade em altura, nomeadamente a descontinuidade de enchimentos de alvenaria do piso 0 para os pisos superiores, como também a variação significativa de massa no último piso.

3.7.4.3 Classificação do sistema estrutural e coeficiente de comportamento

O sistema estrutural do edifício em estudo trata-se de um sistema porticado, pois a resistência do edifício às ações verticais e horizontais é conseguida através de pórtico espacial. No entanto, e conforme verificado em 3.7.4.1, o sistema não apresenta rigidez de torção mínima que satisfaça a expressão 2.7, pelo que o mesmo pode é também considerado como um sistema torsionalmente flexível.

O valor do coeficiente de comportamento foi determinado através da tabela 2-6, tendo em conta a classe de ductilidade do edifício, como também o sistema estrutural do mesmo. Nesse sentido adotou-se o coeficiente de comportamento básico $q_0=2,0$ para ambas direções ortogonais.

Para o cálculo do coeficiente de comportamento, utilizou-se a expressão 2.14, adotando-se o valor de $k_w=1,0$. Sendo assim, o valor de coeficiente de comportamento adotado nas duas direções foi de $q=2,0$.

3.7.5 Análise modal por espectro de resposta

A análise da ação sísmica e seus efeitos foi desenvolvida através da análise modal por espectro de resposta. Na tabela 3-14 apresentam-se as características modais do edifício em estudo.

Tabela 3-14 - Fatores de participação modal para os primeiros 12 modos de vibração

Modo	Período (s)	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RX	RY	RZ	ΣRX	ΣRY	ΣRZ
1	1,14	0,00	0,87	0,00	0,87	0,13	0,00	0,00	0,13	0,00	0,00
2	0,97	0,02	0,00	0,02	0,87	0,00	0,01	0,70	0,13	0,01	0,70
3	0,85	0,84	0,00	0,86	0,87	0,00	0,14	0,18	0,13	0,14	0,88
4	0,38	0,00	0,10	0,86	0,97	0,75	0,00	0,00	0,89	0,14	0,88
5	0,32	0,00	0,00	0,86	0,97	0,00	0,00	0,08	0,89	0,14	0,96
6	0,28	0,10	0,00	0,96	0,97	0,00	0,73	0,01	0,89	0,88	0,97
7	0,23	0,00	0,03	0,96	0,99	0,08	0,00	0,00	0,96	0,88	0,97
8	0,20	0,00	0,00	0,96	0,99	0,00	0,00	0,03	0,96	0,88	0,99
9	0,18	0,00	0,01	0,96	1,00	0,04	0,00	0,00	1,00	0,88	0,99
10	0,17	0,03	0,00	0,99	1,00	0,00	0,08	0,00	1,00	0,96	0,99
11	0,15	0,00	0,00	0,99	1,00	0,00	0,00	0,01	1,00	0,96	1,00
12	0,12	0,01	0,00	1,00	1,00	0,00	0,04	0,00	1,00	1,00	1,00

Conforme se pode observar na tabela 3-14, e tendo em conta os valores de participação modal presentes na mesma, verifica-se que o primeiro modo de vibração corresponde a uma translação em Y, o segundo modo corresponde a rotação em Z e o terceiro corresponde a uma translação em X. Esses modos tratam-se dos modos fundamentais do edifício e possuem, respetivamente, os períodos de 1,14s, 0,97s e 0,85s. Como se pode aferir na tabela 3-14, o segundo modo trata-se de uma rotação, o que por sua vez confirma a torsionalidade do sistema. Na referida tabela, verifica-se também que a soma dos primeiros seis modos de vibração garante uma participação modal superior a 90% para as três direções em estudo.

Nas figuras 3-11 a 3-13 representam-se os três modos fundamentais de vibração da estrutura.

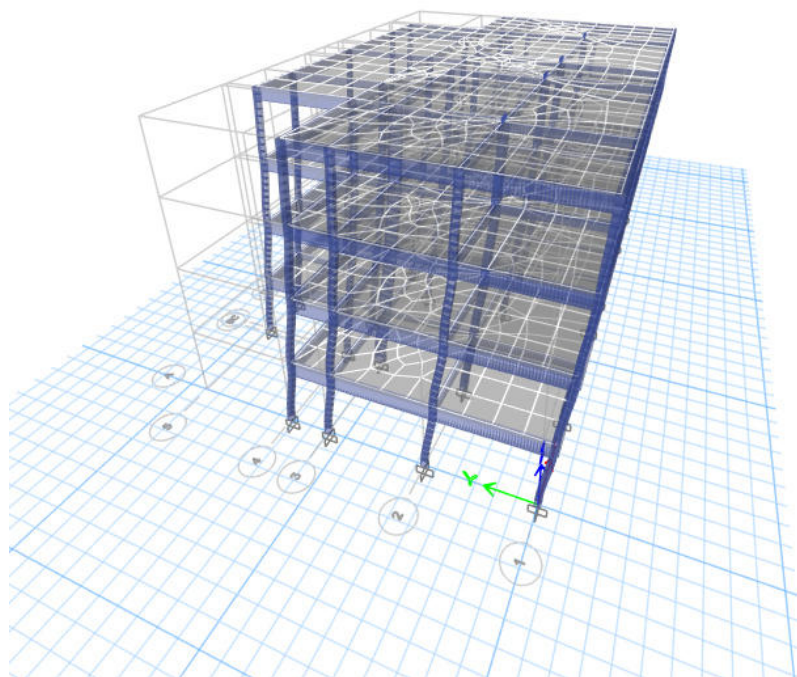


Figura 3-11 - 1º modo de vibração - translação em Y

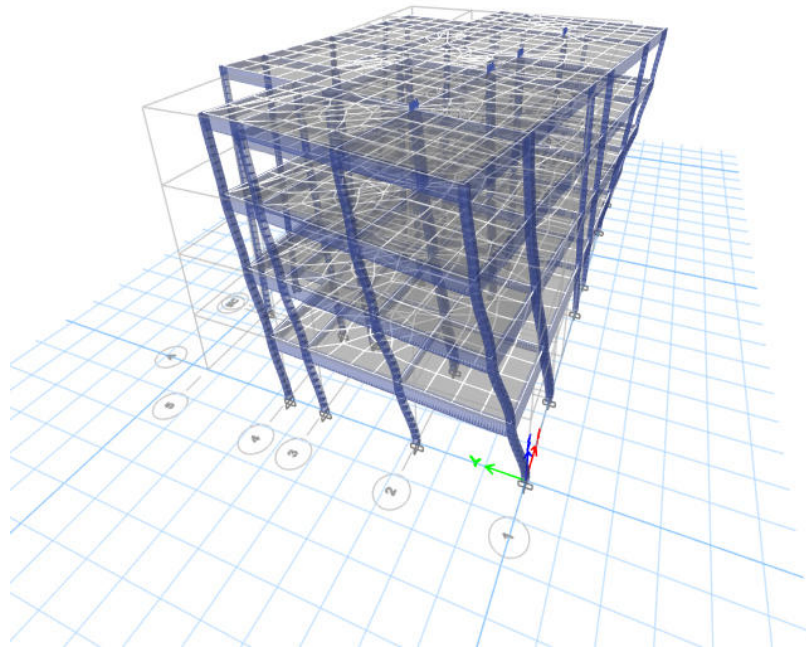


Figura 3-12 - 2º modo de vibração - rotação em Z

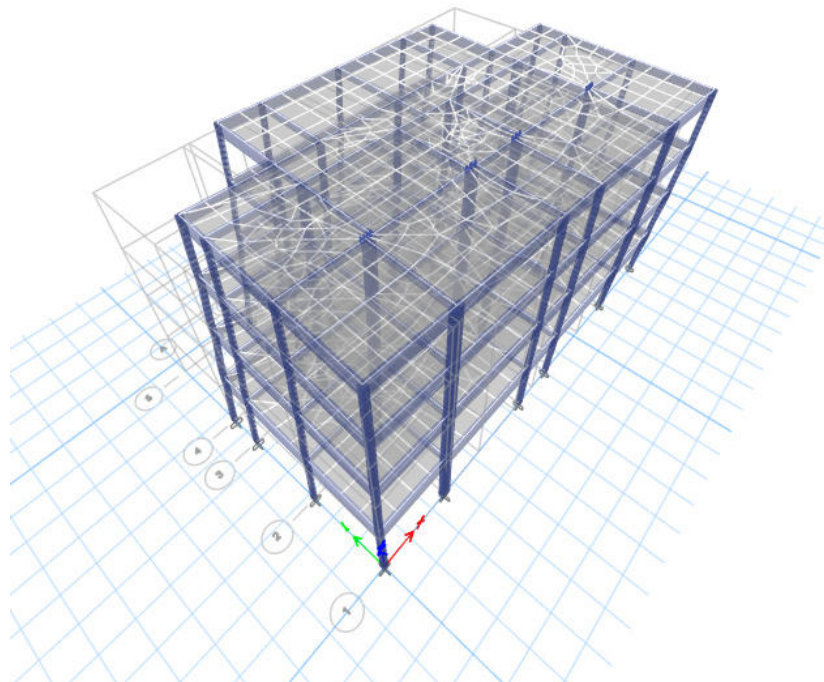


Figura 3-13 - 3º modo de vibração - translação em X

3.7.5.1 Efeitos acidentais de torção

Em conformidade com o referido em 2.1.3.1.1 da presente dissertação, a posição determinada para os centros de massa e rigidez poderão apresentar desvios pelo que deve ter-se em consideração a excentricidade acidental causada por esses desvios. Na tabela 3-15 são apresentados os valores da excentricidade acidental para todos os pisos do edifício, de acordo com a expressão 2.8.

Tabela 3-15 - Excentricidade acidental da massa dos pisos do edifício

Piso	L_x (m)	L_y (m)	e_{ax} (m)	e_{ay} (m)
4	21,75	14,18	1,09	0,71
3	21,75	14,18	1,09	0,71
2	21,75	14,18	1,09	0,71
1	21,75	14,18	1,09	0,71

A existência de excentricidades acidentais provoca efeitos de torção no edifício. Os efeitos de torção podem ser determinados assumindo a atuação de um momento torsor em cada piso, de acordo com a expressão 3.15 (IPQ, 2010), em que F_i corresponde à força horizontal atuante no piso i e é determinada a partir da força de corte basal.

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (3.15)$$

3.7.5.2 Força de corte na base

A determinação da força de corte na base do edifício pode ser feita com recurso à expressão 3.16 (IPQ, 2010).

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (3.16)$$

Em que:

$S_d(T_1)$ – ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 – período de vibração fundamental na direção considerada;

m – massa total do edifício;

λ – fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,0$ nos outros casos. T_c corresponde ao limite superior do período no patamar

de aceleração espectral constante. Na tabela 3-16 são apresentados os valores do fator de correção para os modos fundamentais de translação dos sismos 1 e 2.

Tabela 3-16 - Fator de correção

Sismo	Direção	T_c (s)	T_1 (s)	$2xT_c$	$T_1 \leq 2xT_c$	λ
Tipo 1	X	0,6	0,85	1,2	Verifica	0,85
	Y	0,6	1,14	1,2	Verifica	0,85
Tipo 2	X	0,25	0,85	0,5	Não verifica	1
	Y	0,25	1,14	0,5	Não verifica	1

Após determinação do fator de correção e já conhecidas a massa do edifício, procedeu-se com a consulta do espectro de resposta para a obtenção das acelerações espectrais para os modos fundamentais de translação, o que permitiu o cálculo da força de corte basal, através da expressão 3.16. Na tabela 3-17 são apresentados os valores de corte basal nas direções X e Y, tanto para o sismo tipo 1, como para o sismo tipo 2.

Tabela 3-17 - Força de corte na base

Sismo	Direção	λ	m (ton)	S_d (m/s ²)	F_b (KN)
Tipo 1	X	0,85	1296,45	1,71	1885,51
	Y	0,85	1296,45	1,29	1417,84
Tipo 2	X	1	1296,45	0,79	1027,61
	Y	1	1296,45	0,59	767,41

Da análise à tabela 3-17, verifica-se que o sismo do tipo 1 provoca forças de corte basal superiores às do sismo do tipo 2, como se previa, pelo que será a ação a ser considerada na distribuição de forças horizontais.

3.7.5.3 Distribuição de forças sísmicas horizontais

A distribuição das forças horizontais foi feita de acordo com a expressão 3.17 (IPQ, 2010), pois admite-se que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura do edifício.

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j} \quad (3.17)$$

Em que:

F_i – representa a força horizontal atuante no piso i ;

F_b – força de corte sísmica na base obtida pela expressão 3.16;

$Z_i; Z_j$ – alturas das m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica;

$m_i; m_j$ – massas dos pisos;

Na tabela 3.18 são apresentados os valores de F_i para o sismo do tipo 1.

Tabela 3-18 - Distribuição das forças sísmicas horizontais pelos pisos do edifício

Piso	$F_{b,x}$ (KN)	$F_{b,y}$ (KN)	z_i (m)	m_i (ton)	$z_i \cdot m_i$ (ton·m)	$\sum z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$ (KN)	$F_{i,y}$ (KN)
4	1885,51	1417,84	12	327,05	3924,65	9741,03	759,67	571,25
3	1885,51	1417,84	9	323,13	2908,19	9741,03	562,92	423,30
2	1885,51	1417,84	6	323,13	1938,79	9741,03	375,28	282,20
1	1885,51	1417,84	3	323,13	969,40	9741,03	187,64	141,10

Após a determinação dos valores da força horizontal nos pisos, procedeu-se com o cálculo dos momentos torsores. Na tabela 3-19 apresentam-se os valores dos momentos torsores em cada piso.

Tabela 3-19 - Cálculo do momento torsor nos pisos para as direções x e y

Piso	$F_{i,x}$ (KN)	$F_{i,y}$ (KN)	e_{ax} (m)	e_{ay} (m)	$M_{z,x}$ (KN.m)	$M_{z,y}$ (KN.m)
4	759,67	571,25	1,09	0,71	538,61	621,23
3	562,92	423,30	1,09	0,71	399,11	460,34
2	375,28	282,20	1,09	0,71	266,07	306,89
1	187,64	141,10	1,09	0,71	133,04	153,45

3.7.5.4 Cálculo dos deslocamentos

Conforme indicado na cláusula § 4.3.4 do EC8, os deslocamentos devidos à ação sísmica são obtidos através da expressão 3.18.

$$d_s = d_e \cdot q_d \quad (3.18)$$

Em que:

d_s – deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

q_d – coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q , exceto indicação em contrário. Este valor é superior a q se o período fundamental da estrutura for inferior a T_c ;

d_e – deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural determinado pela análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo. Devem ser tidos em conta os efeitos da torção devido à ação sísmica.

Na tabela 3-20 são apresentados os valores de d_s para todos os pisos.

Tabela 3-20 - Deslocamentos dos pisos

Piso	$d_{s,x}$ (m)	$d_{s,y}$ (m)
4	0,065	0,058
3	0,056	0,050
2	0,040	0,036
1	0,020	0,018

De acordo com a cláusula § 4.4.2.2, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados se for verificada a expressão 2.10.

Na tabela 3-21, são apresentados os valores do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos.

Tabela 3-21 - Determinação do coeficiente de sensibilidade

Piso	$d_{s,x}$ (m)	$d_{s,y}$ (m)	$d_{r,x}$ (m)	$d_{r,y}$ (m)	P_{tot} (KN)	$V_{x,tot}$ (KN)	$V_{y,tot}$ (KN)	h (m)	θ_x	θ_y
4	0,065	0,058	0,01	0,01	3208,40	745,81	619,40	3,00	0,01	0,01
3	0,056	0,050	0,02	0,01	6378,33	1287,59	1036,58	3,00	0,03	0,02
2	0,040	0,036	0,02	0,02	9548,25	1680,18	1342,01	3,00	0,04	0,03
1	0,020	0,018	0,02	0,02	12718,18	1902,72	1541,52	3,00	0,04	0,04

Conforme se pode observar na tabela 3-21 os valores do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento apresentam valores inferiores a 0,10, para todos os pisos em ambas as direções, pelo que podem ser desprezados os efeitos de segunda ordem.

3.8 Dimensionamento

Neste subcapítulo é feita a apresentação das etapas para o dimensionamento dos elementos estruturais primários, nomeadamente, vigas e pilares de acordo com o EC2 e EC8. O referido dimensionamento foi realizado de acordo com o princípio da capacidade real e tem como objetivo garantir a verificação dos Estados Limites Últimos e de Utilização. O mesmo obedece os pressupostos indicados nas normas em vigor relativamente ao recobrimento de armaduras, distância mínima entre varões e comprimento de amarração e de emenda de armaduras.

3.8.1 Viga

Conforme indicado em 3.6.2, o edifício possui apenas duas secções de vigas, pelo que o dimensionamento das vigas foi feito para o elemento mais crítico de cada secção, ou seja, o elemento com os esforços atuantes mais elevados.

3.8.1.1 Armadura longitudinal

Na tabela 3-22 é feita a representação dos momentos de cálculo atuantes na viga bem como das armaduras escolhidas para as vigas. Saliencia-se que os momentos atuantes indicados na referida tabela foram obtidos através do software de cálculo automático *ETABS* para as secções 1 e 2 das vigas. Na figura 3-14 indicam-se as zonas correspondentes às referidas secções.

Tabela 3-22 - Armadura longitudinal em vigas

Viga	Secção	M_{Ed-} (KN.m)	M_{Ed+} (KN.m)	A_s calculada (mm ²)		Armadura adotada		A_s real (mm ²)	
				Sup	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf
B50x25	1	-214,46	211,61	1443	1419	5ø20	5ø20	1570,80	1570,80
	2	-200,12	175,53	1325	1133	5ø20	5ø20	1570,80	1570,80
B30x20	1	-54,74	53,04	636	612	3ø20	3ø20	942,48	942,48
	2	-51,28	45,40	587	508	3ø20	3ø20	942,48	942,48

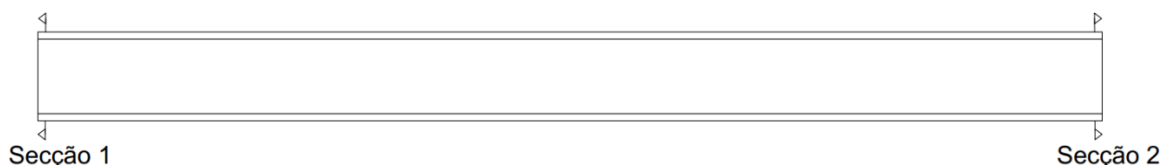


Figura 3-14 - Localização de secções utilizadas no dimensionamento em vigas

Embora o EC8 permita a colocação de parte da armadura superior dentro da largura efetiva do banzo b_{eff} , considerou-se neste estudo que toda a armadura se encontra dentro da largura da alma da secção.

3.8.1.2 Verificação da ductilidade local

Para a verificação da ductilidade local, devem ser garantidos os princípios indicados a cláusula § 5.4.3.1.2, nomeadamente o princípio de que a secção da armadura na zona comprimida deve ser igual ou superior à metade da secção da armadura da zona tracionada e que a taxa de armadura na zona tracionada ρ não excede o valor máximo ρ_{max} . O valor de ρ_{max} foi obtido através da expressão 2.20. Para o cálculo do valor máximo da taxa de armadura na zona tracionada considerou-se o valor do fator de ductilidade em curvatura de $\mu_\phi=3,0$, obtido através da expressão 2.12, tendo em conta que $T_1 \geq T_c$.

Na tabela 3-23 é apresentada a análise do primeiro critério de verificação da ductilidade local das vigas do edifício em estudo, verificando-se que a secção da armadura na zona comprimida é superior à metade da secção da armadura na zona tracionada.

Tabela 3-23 - Verificação da ductilidade local em vigas

Viga	Secção	Armadura adotada		A_s inf (mm ²)	0,5 A_s sup (mm ²)	A_s inf > 0,5 A_s sup
		Sup	Inf			
B50x25	1	5ø20	5ø20	1570,80	785,40	Verifica
	2	5ø20	5ø20	1570,80	785,40	Verifica
B30x20	1	3ø20	3ø20	942,48	471,24	Verifica
	2	3ø20	3ø20	942,48	471,24	Verifica

3.8.1.3 Armadura transversal

De acordo com a cláusula § 9.2.2 do EC2, a taxa mínima da armadura transversal $\rho_{w,min}$ pode ser obtida através da expressão 3.19.

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.19)$$

Por outro lado, O EC8 estabelece que o espaçamento longitudinal para armaduras de esforço transverso em zonas críticas de vigas sísmicas primárias deve ser determinado de acordo com a expressão 2.22. A zona crítica deve possuir uma extensão igual à altura da viga.

O EC8 também indica que o diâmetro da armadura do esforço transverso deve ser igual ou superior a 6 mm. Para as vigas em estudo utilizaram-se varões de 8 e 10 mm de diâmetro.

Para a determinação da armadura de esforço transverso, foi necessário aferir o esforço transverso atuante no elemento. O cálculo do esforço transverso deve ser feito através da expressão 2.18. Na tabela 3.24 são apresentados os valores de cálculo do esforço transverso atuante nas vigas em análise.

Tabela 3-24 - Determinação do esforço transverso atuante em vigas

Viga	Secção	M_{Rd} (KN.m)		V_{Ed} (KN)	
		Sup	Inf	V_{Ed1}	V_{Ed2}
B50x25	1	249,52	249,52	175,42	124,00
	2	249,52	249,52	175,42	124,00
B30x20	1	79,79	79,79	81,34	70,64
	2	79,79	79,79	81,34	70,64

Após o cálculo do esforço transverso atuante nas vigas, procedeu-se com a determinação do espaçamento longitudinal das armaduras de confinamento. Na tabela 3-25, apresentam-se os espaçamentos utilizados nas vigas em estudo.

Tabela 3-25 - Espaçamento de armaduras do esforço transverso em vigas

Viga	Secção	s (mm)
B50x25	1	100
	2	100
B30x20	1	75
	2	75

Uma vez determinado espaçamento longitudinal das armaduras do esforço transversal, determinou-se a área de armadura necessária para resistir ao esforço transversal atuante. Para o propósito deste trabalho assumiu-se que a resistência ao esforço transversal é feita apenas pela armadura, ou seja, não é considerada a resistência ao esforço transversal da secção em betão. O cálculo da área de armadura necessária para resistir ao esforço transversal é feito através da expressão 3.20 (IPQ, 2010). Na referida expressão assume-se o valor do esforço transversal resistente $V_{Rd,s}$ como sendo igual ao valor do esforço transversal atuante V_{Ed} .

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \Rightarrow A_{sw} = \frac{V_{Rd,s} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} \quad (3.20)$$

Onde:

A_{sw} – corresponde à área de secção transversal de armaduras de esforço transversal;

s – representa o espaçamento de armaduras de esforço transversal;

$V_{Rd,s}$ – representa o valor de cálculo de esforço transversal resistente;

z – corresponde ao braço binário de forças interiores;

f_{ywd} – trata-se do valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

θ – corresponde ao ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

Na tabela 3-26 apresenta-se área de armaduras utilizadas nas vigas em estudo, bem como a verificação das taxas de armadura, obtida através da expressão 3.21 (IPQ, 2010).

$$p_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) \quad (3.21)$$

Tabela 3-26 - Verificação da armadura do esforço transversal em vigas

Viga	Secção	A_{sw} cm ²	A_{sw} cálculo cm ² /m	Varão	A_{sw} adotada cm ² /m	p_w	p_w , min	Verificação p_w
B50x25	1	1,10	11,04	Ø10//0,10	15,71	0,06	0,004	Verifica
	2	1,10	11,04	Ø10//0,10	15,71	0,06	0,004	Verifica
B30x20	1	0,72	9,61	Ø8//0,075	13,40	0,09	0,004	Verifica
	2	0,72	9,61	Ø8//0,075	13,40	0,09	0,004	Verifica

3.8.2 Pilares

Em 3.6.3, foram indicadas as secções definidas para os pilares do edifício em estudo. Contudo, verificou-se que algumas das secções definidas não verificavam a segurança, pelo que após algumas iterações ficaram definidas 3 secções de pilares. Na tabela 3-27 apresentam-se as secções dimensionadas para o edifício em estudo. À semelhança do procedimento adotado para as vigas, o dimensionamento de pilares foi realizado para o elemento mais crítico de cada secção, ou seja, o elemento com os esforços atuantes mais elevados. Estes elementos encontram-se ao nível do piso 1.

Tabela 3-27 - Pilares utilizados no dimensionamento

Denominação	Secção	h (cm)	b (cm)
C1	C70x35	70	35
C2	C60x35	60	35
C3	C40x40	40	40

3.8.2.1 Armadura longitudinal

Conforme referido no início deste subcapítulo, o dimensionamento do edifício em estudo foi realizado de acordo com o princípio da capacidade real. Uma das condições estabelecidas no dimensionamento pela capacidade real trata-se da condição de pilar forte – viga fraca e é dada através da expressão 2.11, referida em 2.1.5.

Nesse sentido, obtiveram-se os somatórios de momentos resistentes em ambas direções ortogonais no nó mais crítico para cada secção de pilar e procedeu-se com a majoração de 30%. De seguida foi feita a distribuição do momento majorado para os pilares do nó, em que se atribuiu 55% do momento ao pilar inferior e 45% ao pilar superior. Na tabela 3-28 são indicados os valores obtidos para os momentos resistentes nos pilares.

Tabela 3-28 - Valores de momento resistentes nos pilares

Pilar	M_{Rd} nó pilar (KN.m)		M_{Rd} nó + 30% (KN.m)		M_{Rd} pilar (55%) (KN.m)	
	X	Y	1,3 X	1,3 Y	X	Y
C70x35	159,58	159,58	207,46	207,46	114,10	114,10
C60x35	499,04	159,58	648,75	207,46	356,81	114,10
C40x40	499,04	499,04	648,75	648,75	356,81	356,81

Uma vez determinado o valor do momento resistente nos pilares, procedeu-se com o dimensionamento das armaduras longitudinais dos mesmos. Esse dimensionamento foi realizado através do método da flexão composta uniaxial com base no momento condicionante e com recurso ao diagrama de interações. De modo a proceder com a utilização deste método de cálculo, determinou-se primeiramente os parâmetros do diagrama de interações, nomeadamente o valor reduzido do esforço axial, v_d , e o valor reduzido do momento fletor, μ . Os referidos parâmetros foram determinados através das expressões 3.22 e 3.23.

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (3.22)$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 f_{cd}} \quad (3.23)$$

Após determinação dos valores de v_d e μ , obteve-se o valor da percentagem mecânica de armadura, ω , através de diagramas de interação N-M e procedeu-se com o cálculo de área da armadura. Na tabela 3-29 são apresentados os valores dos parâmetros supramencionados bem como as áreas de armadura calculadas para ambas direções das secções de pilares.

Tabela 3-29 - Áreas de armadura de secções de pilares

Pilar	Direção	M_{Rd} (KN.m)	N_{Ed} (KN)	Secção (m)		f_{cd} (Mpa)	v	μ	ω	f_{yd} (Mpa)	A_s (cm ²)
				b	h						
C70x35	X	114,10	426,99	0,7	0,35	16,7	0,104	0,080	0,1	435	9,41
C70x35	Y	114,10	426,99	0,35	0,7	16,7	0,104	0,040	0,1	435	9,41
C60x35	X	356,81	836,74	0,35	0,6	16,7	0,239	0,170	0,1	435	8,06
C60x35	Y	114,10	836,74	0,6	0,35	16,7	0,239	0,093	0,17	435	13,71
C40x40	X	356,81	369,67	0,4	0,4	16,7	0,138	0,334	0,51	435	31,33
C40x40	Y	356,81	369,67	0,4	0,4	16,7	0,138	0,334	0,51	435	31,33

Na tabela 3-30 apresenta-se a área de armadura real e o momento resistente final para cada secção em ambas direções ortogonais. Salienta-se que a taxa de armadura calculada para as secções C70x35 e C60x35 foram inferiores à taxa de armadura mínima, pelo que se adotou a taxa de armadura mínima ($p=1\%$) para as referidas secções.

Tabela 3-30 - Momentos resistentes finais de pilares

Pilar	Direção	A_s calc (cm ²)	A_c (cm ²)	$A_{s, min}$ (cm ²)	$A_{s, max}$ (cm ²)	Varão	A_s , face adot (cm ²)	A_s total adot (cm ²)	M_{Rd}	p (%)
C70x35	X	9,41	2450	24,5	98	4ø20	12,57	25,13	315,05	1,03
C70x35	Y	9,41	2450	24,5	98	4ø20	12,57	25,13	630,09	1,03
C60x35	X	13,71	2100	21	84	4ø20	12,57	25,13	515,53	1,20
C60x35	Y	8,06	2100	21	84	4ø20	12,57	25,13	300,73	1,20
C40x40	X	31,33	1600	16	64	5ø20	15,71	31,42	356,81	1,96
C40x40	Y	31,33	1600	16	64	5ø20	15,71	31,42	356,81	1,96

3.8.2.2 Verificação à flexão desviada

A verificação à flexão biaxial foi feita de forma simplificada, de acordo com a cláusula § 5.4.3.2.1 do EC8 e através das expressões 3.24 e 3.25.

$$M_{Ed,x} \leq 0,7 \cdot M_{Rd,x} \quad (3.24)$$

$$M_{Ed,y} \leq 0,7 \cdot M_{Rd,y} \quad (3.25)$$

Na tabela 3.31 são apresentados os valores de momentos atuantes e resistentes das secções dos pilares em estudo, bem como a verificação da flexão desviada.

Tabela 3-31 - Verificação da flexão desviada

Pilar	Direção	$M_{Rd,d}$ (KN.m)	$M_{Ed,d}$ (KN.m)	$0,7 \times M_{Rd,d}$ (KN.m)	$0,7 \times M_{Rd,d} > M_{Ed,d}$
C70x35	X	315,05	148,04	220,53	Verifica
C70x35	Y	630,09	231,91	441,06	Verifica
C60x35	X	515,53	217,28	360,87	Verifica
C60x35	Y	300,73	167,24	210,51	Verifica
C40x40	X	356,81	248,74	249,77	Verifica
C40x40	Y	356,81	183,39	249,77	Verifica

3.8.2.3 Armadura de esforço transversal

O cálculo da armadura de esforço transversal em pilares sísmicos primários requer, em primeiro lugar, a determinação dos esforços transversos atuantes no pilar. O cálculo do esforço transversal nos pilares foi feito de acordo com a cláusula § 5.4.2.3 do EC8, ou seja,

através da consideração do equilíbrio do pilar devido a ação dos momentos nas extremidades causadores da formação de rótulas plásticas, tanto no sentido positivo como negativo da ação sísmica. Nesse sentido, e de acordo com as regras de dimensionamento por capacidade real, o esforço transversal em pilares foi determinado através da expressão 3.26, deduzida através da cláusula § 5.4.2.3 do EC8.

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rc,1} + M_{Rc,2} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right)}{l_{cl}} \quad (3.26)$$

Onde:

γ_{Rd} – trata-se do coeficiente que contabiliza a sobrerresistência do aço por endurecimento e devido ao confinamento do betão na zona de compressão da secção. Para estruturas da classe DCM este fator assume o valor de 1,1;

M_{Rc} – corresponde ao valor de cálculo do momento resistente nas extremidades do pilar;

$\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}$ – corresponde ao coeficiente de redução;

l_{cl} – representa o comprimento livre do pilar;

Na tabela 3-32 apresentam-se os valores do esforço transversal calculados para as secções dos pilares em estudo.

Tabela 3-32 - Determinação de valores do esforço transversal nos pilares

Pilar	Direção	$\sum M_{Rd,c}$ (KN.m)	$\sum M_{Rd,b}$ (KN.m)	Fator de redução	γ_{rd}	l_{cl} (m)	V_{Ed} (KN)
C70x35	X	572,81	159,58	0,279	1,1	3	58,51
C70x35	Y	1145,62	159,58	0,139	1,1	3	58,51
C60x35	X	937,33	499,04	0,532	1,1	3	182,98
C60x35	Y	546,77	159,58	0,292	1,1	3	58,51
C40x40	X	648,75	499,04	0,769	1,1	3	182,98
C40x40	Y	648,75	499,04	0,769	1,1	3	182,98

Após determinação do esforço transversal atuantes nas secções procedeu-se com o cálculo de armaduras transversais, de acordo com a expressão 3.20, utilizada na determinação da armadura de esforço transversal nas vigas. Para os pilares, o espaçamento máximo das cintas é determinado através da expressão 3.27, obtida através da condição 11 (a) da cláusula § 5.4.3.2.2 do EC8.

$$s = \{b_0/2; 175; 8d_{bL}\} \quad (3.27)$$

Onde:

b_0 – corresponde à dimensão mínima do núcleo em betão;

d_{bL} – representa o diâmetro mínimo de varões longitudinais;

Na tabela 3-33, apresentam-se os valores de s adotados para os pilares em estudo.

Tabela 3-33 Espaçamento de armaduras do esforço transversal em pilares

Pilar	Direção	$b_0/2$ (mm)	$s=175$ (mm)	$8 d_{bL}$ (mm)	s (mm)	s adotado (mm)
C70x35	X	305	175	160	160	100
C70x35	Y	130	175	160	130	100
C60x35	X	130	175	160	130	100
C60x35	Y	255	175	160	160	100
C40x40	X	155	175	160	155	100
C40x40	Y	155	175	160	155	100

Uma vez determinado o espaçamento dos estribos, procedeu-se com o cálculo de armaduras transversais. Na tabela 3-34 apresentam-se as armaduras adotadas para os pilares em estudo bem como os valores do esforço transversal final.

Tabela 3-34 - Cálculo da armadura do esforço transversal em pilares

Pilar	Direção	A_{sw}/s (cm ² /m)	S adotado (mm)	A_{sw} (cm ²)	Estribos	A_{sw} adotado (cm ²)	A_{sw}/s real (cm ² /m)	$V_{Rd,s}$ (KN)
C70x35	X	4,78	100	0,48	ø8//0,10	1,01	10,05	123,15
C70x35	Y	2,21	100	0,22	ø8//0,10	1,01	10,05	265,99
C60x35	X	8,28	100	0,83	ø8//0,10	1,01	10,05	222,26
C60x35	Y	4,84	100	0,48	ø8//0,10	1,01	10,05	121,45
C40x40	X	13,84	100	1,38	ø10//0,10	1,57	15,71	207,62
C40x40	Y	13,84	100	1,38	ø10//0,10	1,57	15,71	207,62

3.8.2.4 Verificação de ductilidade local

A verificação da ductilidade local nos pilares foi realizada de acordo com a condição 8 da cláusula § 5.4.3.2.2, considerando a expressão 3.28.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (3.28)$$

Onde:

α – corresponde ao coeficiente de eficácia do confinamento e pode ser determinado através da expressão $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$;

ω_{wd} – representa a taxa mecânica volumétrica de cintas em zonas críticas;

μ_φ – simboliza o fator de ductilidade em curvatura;

ν_d – representa ao esforço axial reduzido de cálculo;

$\varepsilon_{sy,d}$ – corresponde ao valor de cálculo da extensão de cedência do aço à tração;

b_c – indica a largura bruta da secção transversal;

b_o – corresponde à largura do núcleo confinado;

Para secções retangulares os valores de α_n e α_s podem ser determinados de acordo com as expressões 3.29 e 3.30, indicadas na condição 8 da cláusula § 5.4.3.2.2 do EC8.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_o h_o} \quad (3.29)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \quad (3.30)$$

Em que:

b_i – corresponde à distância entre varões consecutivamente abraçados;

h_o – representa a altura do núcleo confinado;

s – corresponde ao afastamento longitudinal das cintas;

n – simboliza o número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas.

Na tabela 3.35, apresenta-se o valor do coeficiente de eficácia para as secções dos pilares em estudo.

Tabela 3-35 - Coeficiente de eficácia de pilares

Pilar	b_{ih} (m)	b_{iv} (m)	b_o (m)	h_o (m)	s (m)	α_n	α_s	α
C70x35	0,060	0,176	0,26	0,61	0,1	0,746	0,741	0,553
C60x35	0,060	0,143	0,26	0,51	0,1	0,788	0,729	0,574
C40x40	0,053	0,053	0,31	0,31	0,1	0,924	0,703	0,650

Na tabela 3-36, apresenta-se o valor do esforço axial de cálculo reduzido.

Tabela 3-36 - Valor do esforço axial reduzido

Pilar	N_{Ed} (KN)	h (m)	b (m)	f_{cd} (KN/m ²)	ν_d	$\nu_d \leq 0,65$
C70x35	426,99	0,7	0,35	16700	0,104	Verifica
C60x35	836,74	0,6	0,35	16700	0,239	Verifica
C40x40	369,67	0,4	0,4	16700	0,138	Verifica

A taxa mecânica volumétrica de cintas em zonas críticas é determinada através da expressão 3.31 indicadas na condição 8 da cláusula § 5.4.3.2.2 do EC8.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume de cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.31)$$

Na tabela 3-37 apresentam-se os valores da taxa mecânica volumétrica das cintas, bem como dos restantes parâmetros utilizados na verificação da ductilidade local, nomeadamente o valor de cálculo da extensão de cedência do aço à tração e o fator de ductilidade em curvatura.

Tabela 3-37 - Valores de fatores de cálculo da ductilidade local em pilares

Pilar	Nº Varão	As (cm ²)	l estribo (m)	b_o (m)	h_o (m)	s (m)	f_{cd} (KN/m ²)	f_{yd} (KN/m ²)	ω_{wd}	$\varepsilon_{sy,d}$	μ_ϕ
C70x35	8	0,503	1,74	0,26	0,61	0,1	16700	435000	0,144	0,0022	3
C60x35	8	0,503	1,54	0,26	0,51	0,1	16700	435000	0,152	0,0022	3
C40x40	10	0,785	1,24	0,31	0,31	0,1	16700	435000	0,264	0,0022	3

De seguida, apresenta-se na tabela 3-38 a verificação da ductilidade local dos pilares em estudo.

Tabela 3-38 - Verificação de ductilidade local em pilares

Pilar	$\alpha\omega_{wd}$	$30\mu_\phi\nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$	$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi\nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$
C70x35	0,0794	-0,0075	Verifica
C60x35	0,0873	0,0279	Verifica
C40x40	0,1715	-0,0001	Verifica

Conforme se observa na tabela 3-38, a ductilidade local é verificada para todas as secções em estudo. Nesse sentido, conclui-se que os pilares dimensionados verificam as condições de dimensionamento estabelecidas pelo EC8. Adicionalmente, e conforme se pode verificar em 3.8.1, as secções de vigas dimensionados para o sistema estrutural de pórtico em betão também verificam as condições de dimensionamento indicadas no EC8, pelo que se pode concluir que o sistema dimensionado verifica os requisitos de desempenho e critérios de

conformidade indicados no capítulo 2 do EC8. Contudo, de modo a aferir o desempenho sísmico do edifício com o sistema estrutural porticado, será apresentada, no capítulo 4 deste trabalho, a avaliação do seu desempenho sísmico.

4 Análise e comparação de desempenho dos sistemas estruturais do edifício em estudo

No capítulo 3 foi apresentado o dimensionamento dos elementos sísmicos primários do edifício em estudo, com estrutura porticada em betão armado. Neste capítulo, demonstram-se as diversas fases e procedimentos adotados para a realização da análise do desempenho sísmico do edifício dimensionado, de acordo com o Método N2, estabelecido no EC8. Entre as fases de avaliação do desempenho sísmico, destacam-se a modelação do edifício no software de cálculo *3Muri*, realização da análise *pushover* e obtenção dos espetros de capacidade do edifício e determinação do deslocamento alvo. Por último, realiza-se a comparação entre o desempenho do edifício com estrutura porticada em betão armado, o edifício existente com estrutura de “placa” e paredes em alvenaria e este último reforçado com reboco armado.

4.1 Análise do desempenho sísmico do edifício em estudo com recurso ao método N2

O desempenho sísmico de um edifício pode ser avaliado a partir do nível de dano verificado no mesmo quando sujeito a uma ação sísmica (Lamego, 2014). Neste caso, o desempenho está relacionado com a ação sísmica a que o edifício é submetido e com a capacidade resistente lateral do mesmo, que por sua vez está ligada à ductilidade desse mesmo edifício. Note-se que a ductilidade de um edifício pode ser definida como a sua capacidade de deformação para além do ponto de cedência (Abreu, 2020).

Aquando de um evento sísmico, o comportamento da estrutura de um edifício e os danos provocados na mesma por conta da ação do sismo devem-se, em grande parte, à ductilidade da estrutura, ou seja, à sua capacidade de deformação para além do limite elástico. Nesse sentido, torna-se possível avaliar o desempenho sísmico da referida estrutura através do estudo do nível de deslocamentos da estrutura (Bento, 2011). Neste trabalho, o estudo do desempenho sísmico foi feito através da comparação entre o deslocamento máximo dos edifícios em estudo e o deslocamento a que o mesmo é sujeito devido a ação sísmica, ou seja, o deslocamento alvo, conforme denominado no EC8. O deslocamento máximo pode ser definido como o deslocamento de um ponto no topo do edifício, próximo aos centros de massa

e rigidez em planta da estrutura e é verificado quando o edifício atinge o seu limite de capacidade (Lamego, 2014). Note-se o deslocamento máximo de um edifício pode ser aferido através da análise da sua curva de capacidade. Conforme indicado em 2.1.4, a curva de capacidade pode ser obtida através de uma análise estática não linear (*pushover*). No presente trabalho, a curva de capacidade do edifício em estudo foi obtida através da realização da análise estática não linear com recurso ao software de cálculo automático *3Muri*. Por outro lado, o deslocamento alvo pode ser determinado através da utilização de diversos métodos de análise, nomeadamente o *Capacity Spectrum Method (CSM)*, *Adaptive Capacity Spectrum Method (ACSM)*, *Modal Pushover Analysis (MPA)*, *Adaptive Modal Combination Procedure (AMCP)* e o Método N2 (Amorim, 2012).

Neste trabalho, utilizou-se o Método N2 (Fajfar, 2000) para a determinação do deslocamento alvo, uma vez que se trata do método de referência no EC8. Ao mesmo tempo, a utilização deste método permitir-nos-á posteriormente comparar os resultados aqui obtidos com os observados para o mesmo edifício com estrutura antiga de “placa”. A determinação do deslocamento alvo através do Método N2 consiste na sobreposição do espectro de capacidade do edifício com o espectro de resposta da ação sísmica, ambos em formato *ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)*, e na identificação do ponto de interceção entre os dois espectros. O primeiro passo na aplicação do Método N2 corresponde à conversão do espectro de resposta da ação sísmica para o formato *ADRS*, ou seja, num espectro de resposta aceleração-deslocamento. De seguida, procede-se à conversão da curva de capacidade do edifício, obtida na análise *pushover*, num sistema equivalente de um grau de liberdade *SDOF*, também na forma aceleração-deslocamento. Por último, comparam-se ambos os espectros, tendo em conta o período/frequência do oscilador e determina-se o ponto de desempenho (deslocamento-alvo) do edifício quando sujeito a uma dada ação sísmica.

Não faz parte do âmbito deste trabalho fazer a exposição do Método N2. Contudo, o mesmo pode ser consultado em Fajfar (2000).

4.1.1 Modelação numérica do edifício em estudo

O modelo numérico utilizado para a avaliação do desempenho sísmico do edifício em estudo foi desenvolvido no software de cálculo automático de estruturas *3Muri*, conforme referido na introdução deste capítulo. Para o desenvolvimento do referido modelo, foram considerados os elementos primários do pórtico em betão armado, paredes exteriores em alvenaria de tijolo, bem como as respetivas aberturas, nomeadamente os vãos de portas e janelas. Também

foram considerados os pavimentos, tendo os mesmos sido simulados como elementos de área com comportamento de diafragma rígido. Para os elementos sísmicos primários, nomeadamente as vigas e pilares primários, foram também adotadas as armaduras em cada elemento, obtidas no dimensionamento realizado no capítulo 3. Para a parede exterior, utilizou-se um sistema de paredes duplas conforme indicado na figura 4-1.

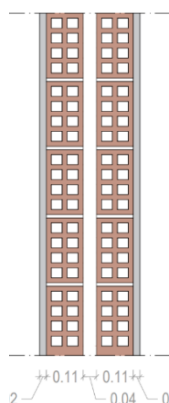


Figura 4-1 - Tipologia de parede exterior adotada para o edifício porticado em betão armado (Adaptado de Dias, 2016)

Na tabela 4-1 são indicadas as características consideradas para o referido sistema de paredes, estimados de acordo com os pressupostos estabelecidos na NP EN 1996-1-1 2008 ou Eurocódigo 6 (EC6). Na referida tabela (tabela 4-1), E representa o módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria para ações de curta direção, G refere-se ao módulo de distorção da alvenaria, W corresponde ao peso específico da alvenaria, f_m indica o valor médio de resistência à compressão, f_k representa o valor característico de resistência à compressão, f_{vm0} corresponde ao valor médio de resistência ao corte sob compressão nula, f_{vlim} representa o valor limite para a resistência ao corte e γ_m indica o valor do coeficiente parcial dos materiais.

Tabela 4-1 - Características mecânicas da parede exterior do edifício porticado em betão armado

E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (KN/m ³)	f_m (N/cm ²)	f_k (N/cm ²)	f_{vm0} (N/cm ²)	f_{vlim} (N/mm ²)	γ_m
5000	2000	12	715	500	29	2,2	3

Embora não tenha sido feita a modelação das paredes interiores, as mesmas foram consideradas como cargas permanentes distribuídas nos pavimentos. Adicionalmente, considerou-se a carga e sobrecarga da cobertura, aplicadas como cargas lineares nas vigas perimetrais do piso 4. Por último, definiram-se as ações sísmica tipo 1 e 2 previstas no EC8

para as zonas sísmicas 1,3 e 2,3, respetivamente, e para o terreno tipo B. Na figura 4-2 é apresentado o modelo tridimensional do edifício.

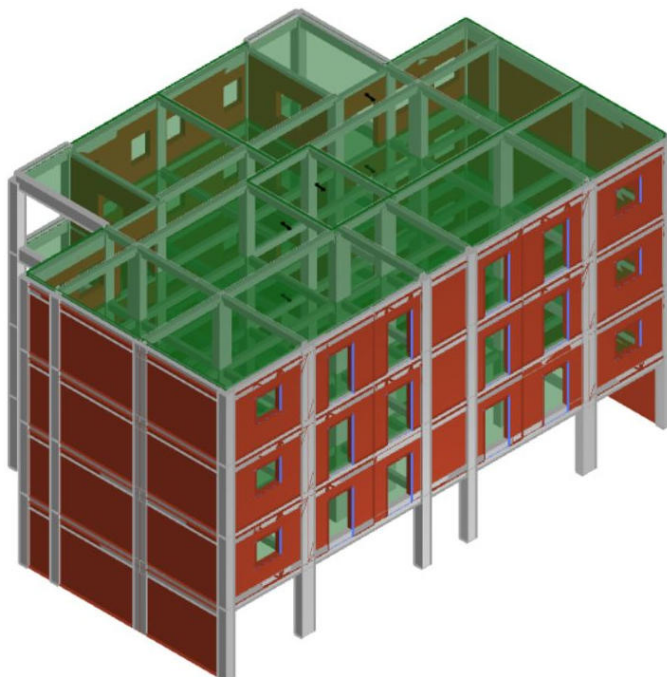


Figura 4-2 - Modelo do edifício porticado (S.T.A. DATA, 2024)

4.1.2 Análise Sísmica e obtenção do espectro de capacidade

Após modelação do edifício em estudo, procedeu-se com a realização da análise modal do mesmo. Através desta análise, foram obtidos os valores dos modos de vibração principais, bem como as frequências e períodos naturais da estrutura. Na tabela 4-2 são indicados os períodos naturais da estrutura.

Tabela 4-2 - Fatores de participação modal do edifício em estudo

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Massa modal X (%)	Massa modal Y (%)
1	0,227	4,405	88,92	0,00
2	0,196	5,102	0,00	84,49
3	0,137	7,299	0,40	0,00
4	0,073	13,699	7,98	0,01
5	0,069	14,493	0,01	5,19
6	0,068	14,706	0,05	0,00
7	0,068	14,706	0,00	-5,89
Σ			97,36	95,58

Conforme pode ser verificado na tabela 4-2, os modos fundamentais da estrutura correspondem aos seus dois primeiros modos de vibração. O primeiro modo de vibração fundamental trata-se de uma translação em X, possui uma participação modal de 88,92% e período natural de 0,227 segundos. O segundo modo de vibração fundamental trata-se de uma translação em Y, possui uma participação modal de 84,49% e período natural de 0,196 segundos.

De seguida, realizou-se a análise *pushover* do mesmo edifício, de acordo com a metodologia descrita em Lamego (2014) e da qual resultaram as curvas de capacidade bilineares representadas na figura 4-3.

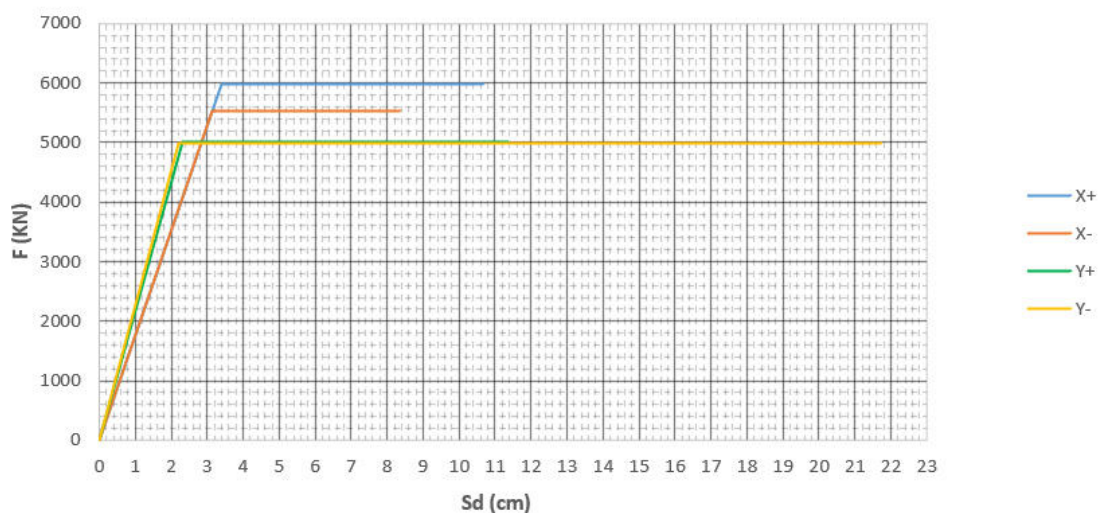


Figura 4-3 - Curvas de capacidade do edifício porticado

Estas curvas observam-se num sistema de n graus de liberdade (*MDOF – Multi Degree of Freedom*) e são representadas como gráficos de força de corte basal versus deslocamento no topo. Note-se que foram obtidas curvas de capacidade para ambos os sentidos de cada uma das direções ortogonais, X e Y, sendo que, X corresponde à direção paralela à fachada principal do edifício e Y corresponde à direção perpendicular à fachada.

Da análise às curvas de capacidade obtidas pela análise *pushover* verifica-se que o edifício possui maior ductilidade na direção Y uma vez que apresenta valores de deslocamento superiores àqueles verificados na direção X. Por outro lado, pode dizer-se que o edifício em estudo é mais rígido em X visto que as forças de corte são superiores às que foram verificadas em Y.

A tendência acima descrita também é verificada nos gráficos de espectro de capacidade do edifício. O espectro de capacidade corresponde à conversão da curva de capacidade num gráfico de aceleração espectral versus deslocamento espectral e é obtido através da conversão da força de corte basal em aceleração espectral e do deslocamento de topo em deslocamento

espectral. A conversão da força de corte na base em aceleração espectral foi feita através das expressão 4.1 (ATC, 1996).

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4.1)$$

Na expressão 4.1, S_a corresponde à aceleração espectral do edifício, V indica a força de corte basal, W representa o peso próprio do edifício, incluindo as sobrecargas consideradas para o mesmo e α_1 trata-se do coeficiente da massa modal do primeiro modo de vibração. A determinação de α_1 foi feita com recurso à expressão 4.2 (ATC, 1996).

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]} \quad (4.2)$$

No cálculo do α_1 , realizado através da expressão 4.2, w_i/g corresponde à massa do piso i e o ϕ_{i1} trata-se do deslocamento do piso i correspondente ao primeiro modo de vibração natural e N corresponde ao número de pisos.

Para a determinação do deslocamento espectral, S_d , utilizou-se a expressão 4.3 (ATC, 1996), em que d_{topo} representa o deslocamento no topo de edifício, PF_1 corresponde ao fator de participação modal do primeiro modo de vibração natural e $\phi_{topo,1}$ trata-se do deslocamento de topo correspondente ao primeiro modo de vibração natural.

$$S_d = \frac{d_{topo}}{PF_1 \phi_{topo,1}} \quad (4.3)$$

O fator de participação modal PF_1 foi calculado através da expressão 4.4 (ATC, 1996).

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]} \quad (4.4)$$

Na figura 4-4 são apresentados os espectros de capacidade do edifício. Note-se que, no referido gráfico, a aceleração espectral é representada no eixo das ordenadas, sendo o deslocamento espectral indicado no eixo das abcissas.

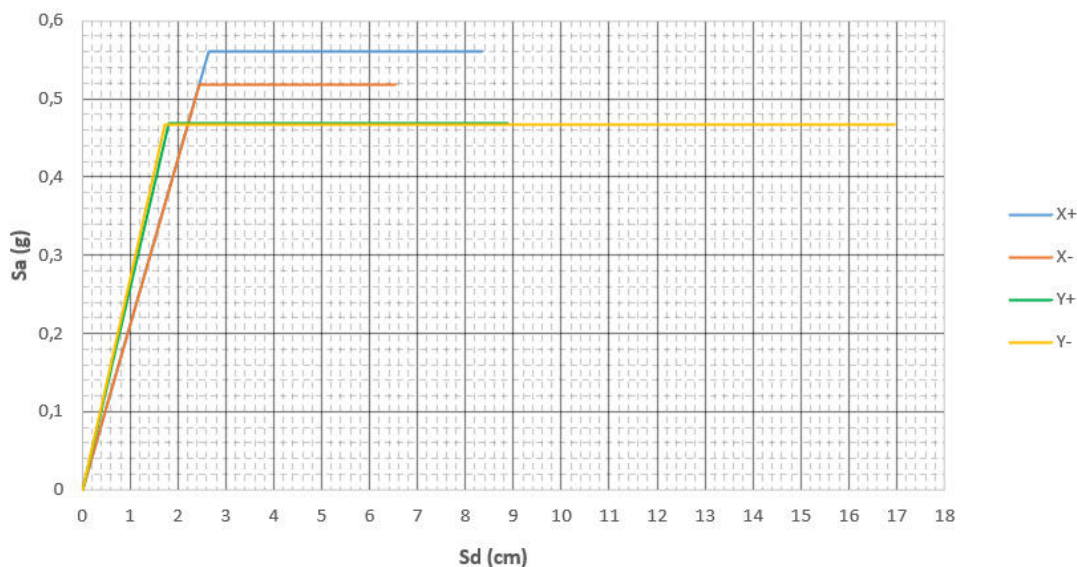


Figura 4-4 - Espetros de capacidade do edifício porticado

Tal como acontece no gráfico de curvas de capacidade (figura 4-3), é possível observar no gráfico de espectro de capacidade (figura 4-4) que o edifício apresenta uma maior rigidez na direção X, sendo a ductilidade superior segundo o eixo Y.

4.1.3 Análise do desempenho sísmico do edifício com estrutura porticada em betão armado

O desempenho sísmico de um edifício está correlacionado com ação sísmica a que o mesmo é sujeito, da capacidade resistente do próprio edifício e da tipologia do terreno no qual o mesmo se encontra implantado (Lamego, 2014). Conforme referido em 4.1, a análise do desempenho sísmico do edifício em estudo foi feita através da comparação entre o deslocamento máximo do edifício e o deslocamento alvo obtido através do Método N2, com recurso ao software de cálculo *3Muri*. Note-se que, tanto o deslocamento máximo como o deslocamento alvo foram obtidos para todas as direções e sentidos principais, nomeadamente X+, X-, Y+, Y-. Note-se também que o deslocamento alvo foi calculado para os dois tipos de ação sísmica previstos no EC8, sismo tipo 1 e tipo 2. Foi também realizada uma aferição manual dos valores do deslocamento alvo, que depois permitiu a comparação com os valores obtido no software de cálculo automático. Da referida comparação, foram observadas algumas diferenças entre os valores dos deslocamentos obtidos. Tais diferenças deveram-se, sobretudo, às aproximações adotadas no cálculo manual, pelo que se optou pela utilização dos valores obtidos através do cálculo automático. Quanto às características sísmicas

consideradas nesta análise, e tal como referido em 4.1.1, foi adotado o solo do tipo B, característico da zona de localização do edifício em estudo. As acelerações de referência utilizadas correspondem às acelerações referentes às zonas sísmicas 1,3 e 2,3 e relativas aos sismos do tipo 1 e 2, respetivamente. Nas tabelas 4-3 e 4-4, são apresentados os valores determinados para o deslocamento alvos em todas as direções e sentidos principais para os sismos tipo 1 e 2, como também o valor do deslocamento espectral último do edifício nas referidas direções e sentidos. Adicionalmente, são apresentados os valores máximos do deslocamento espectral em regime elástico.

Tabela 4-3 - Valor do deslocamento alvo do edifício porticado para o sismo tipo 1

Deslocamento	Direção							
	X+		X-		Y+		Y-	
Sd_u (cm)	8,347		6,543		8,870		16,966	
Sd_y (cm)	2,639	X	2,452	X	1,811	X	1,718	X
Sd_{alvo} (cm)	3,110	√	3,130	√	2,500	√	2,340	√

Tabela 4-4 - Valor do deslocamento alvo do edifício porticado para o sismo tipo 2

Deslocamento	Direção							
	X+		X-		Y+		Y-	
Sd_u (cm)	8,347		6,543		8,870		16,966	
Sd_y (cm)	2,639	√	2,452	√	1,811	√	1,718	X
Sd_{alvo} (cm)	2,000	√	2,010	√	1,810	√	1,750	√

Conforme pode ser observado na tabela 4-3, quando submetido à ação sísmica do tipo 1, observa-se que, apesar de não verificar a condição $Sd_{alvo} \leq Sd_y$, o edifício com estrutura porticada verifica a condição $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ para todas as direções e sentidos em estudo. Nesse sentido, pode concluir-se que apesar do deslocamento alvo ser superior ao deslocamento espectral no limite de cedência Sd_y , o edifício verifica a segurança, uma vez que o deslocamento espectral último é superior ao deslocamento alvo.

Em relação ao desempenho do edifício com estrutura porticada perante a solicitação do sismo tipo 2, é possível observar na tabela 4-4 que o mesmo verifica a condição $Sd_{alvo} \leq Sd_y$ para as direções e sentidos em estudo, exceto em Y-. Contudo, observa-se também que o edifício em estudo verifica a condição $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ para todas as direções e sentidos em estudo, pelo que se pode afirmar que o mesmo verifica a segurança.

Na tabela 4-5, verifica-se, também, que o edifício apresenta um comportamento dúctil, dado que o valor do deslocamento no patamar não linear (regime plástico) é no mínimo 267% (X-) e no máximo 988% (Y-) superior ao deslocamento verificado no regime elástico. Desta forma,

pode concluir-se que o dimensionamento do edifício com estrutura porticada em betão armado, não só permite a verificação da segurança, como também possibilita o alcance de níveis de ductilidade que não podem ser desprezados, tendo em conta o valor do deslocamento verificado após o limite de cedência do edifício em estudo.

Tabela 4-5 - Comparação entre deslocamentos espectrais de cedência e último para o edifício porticado

Deslocamento	Direção			
	X+	X-	Y+	Y-
Sd_u (cm)	8,347	6,543	8,870	16,966
Sd_y (cm)	2,639	2,452	1,811	1,718
Sd_u/Sd_y	3,163	2,669	4,897	9,877
Sd_u/Sd_y (%)	316%	267%	490%	988%

4.2 Comparação entre o desempenho do edifício em estudo com estrutura porticada em betão armado com o edifício existente em alvenaria.

Conforme indicado no início do presente capítulo, pretende-se, com este trabalho, fazer a comparação entre o desempenho sísmico do edifício em estudo com sistema porticado em betão armado e o edifício existente de estrutura de “placa” e paredes em alvenaria, antes e após a realização de reforço estrutural.

Em 4.1.3, realizou-se a análise do desempenho sísmico do edifício do edifício em estudo com estrutura porticada, edifício este que fora dimensionado no capítulo 3. De seguida, apresenta-se a análise do desempenho sísmico do edifício existente antes da realização de qualquer intervenção de reforço no mesmo. Note-se que a análise do desempenho do edifício existente foi realizada por Lamego (2014) pelo que é aconselhada a leitura do referido documento para um melhor entendimento da referida análise.

4.2.1 Desempenho sísmico do edifício existente com estrutura de “placa”

O desempenho sísmico do edifício existente com estrutura de “placa” foi realizado primeiramente em Lamego (2014) com recurso ao Método N2, tal como referido em 4.1. Nesse sentido, obteve-se o espectro de capacidade do edifício (figura 4-5) seguido da determinação

do deslocamento alvo e, por último, foram comparados os deslocamentos últimos e os deslocamentos alvo.

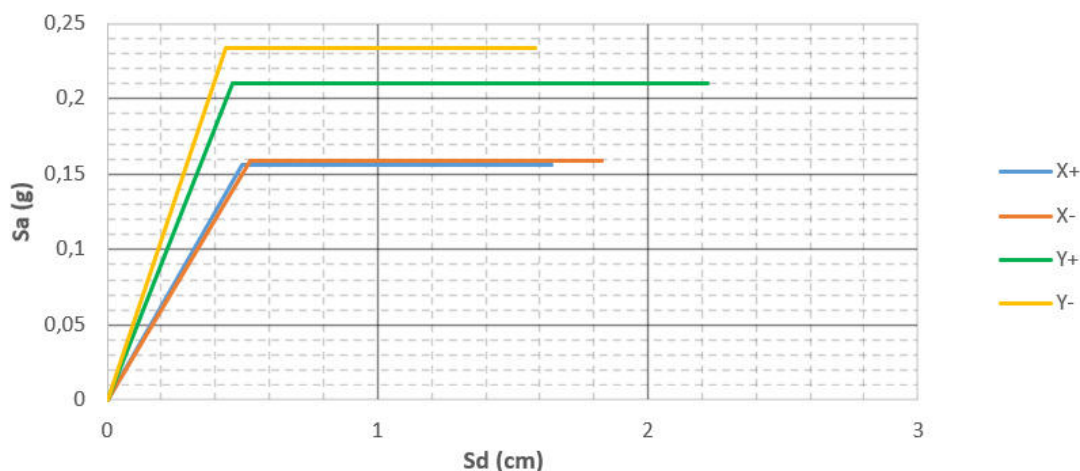


Figura 4-5 - Espectros de capacidade do edifício existente (Adaptado de Lamego, 2014)

Nas tabelas 4-6 e 4-7 apresentam-se os valores do deslocamento último e do deslocamento alvo para os sismos tipo 1 e 2 e no dois sentidos das direções ortogonais do edifício.

Tabela 4-6 - Valor do deslocamento alvo do edifício existente para o sismo tipo 1 (Adaptado de Lamego, 2014)

Deslocamento	Direção							
	X+		X-		Y+		Y-	
Sd_u (cm)	1,640		1,830		2,220		1,580	
Sd_y (cm)	0,500	X	0,531	X	0,465	X	0,440	X
Sd_{alvo} (cm)	2,190	X	2,240	X	1,670	√	1,450	√

Tabela 4-7 - Valor do deslocamento alvo do edifício existente para o sismo tipo 2 (Adaptado de Lamego, 2014)

Deslocamento	Direção							
	X+		X-		Y+		Y-	
Sd_u (cm)	1,640		1,830		2,220		1,580	
Sd_y (cm)	0,500	X	0,531	X	0,465	X	0,440	X
Sd_{alvo} (cm)	1,200	√	1,220	√	1,020	√	0,950	√

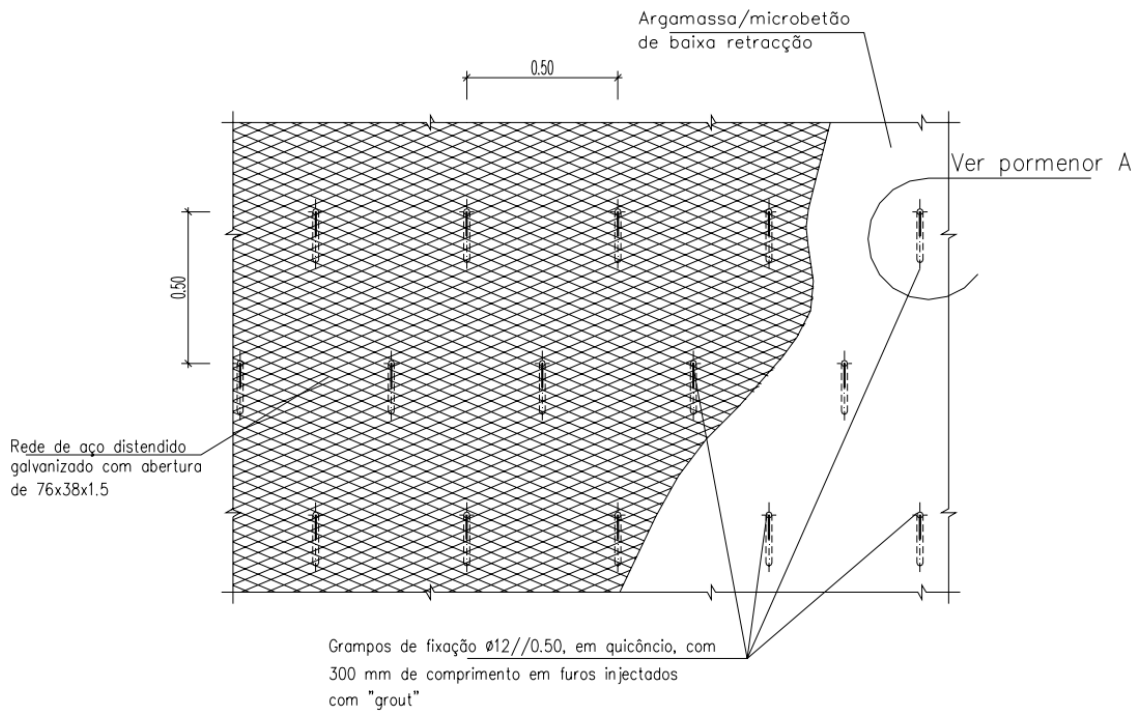
Conforme pode ser aferido na tabela 4-6, o edifício não verifica a condição $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ em nenhum dos sentidos da direção X, aquando da ação do sismo tipo 1, pelo que se verificou ser necessário adotar medidas de reforço estrutural do mesmo.

4.2.2 Reforço estrutural do edifício existente

Conforme indicado em 4.2.1, e após verificação do desempenho sísmico do edifício existente com estrutura de “placa”, concluiu-se que o mesmo não verifica a segurança, o que torna necessária a realização de reforços no referido edifício de modo a melhorar o seu desempenho. Em Lamego (2014) constatou-se que o reforço sísmico que apresenta melhores resultados em termos de aumento do desempenho sísmico e de condições de aplicabilidade trata-se da aplicação de reboco armado de 0,05m de espessura em ambas as faces das paredes exteriores do edifício existente. Contudo, para além da solução de aplicação do reboco armado, foram estudadas algumas soluções de carácter localizado, nomeadamente, o reforço do vão de entrada principal do edifício com chapa metálica e o reforço dos pilares de canto com chapa metálica. Para o propósito deste trabalho, será apenas aferida a solução de reboco armado uma vez que se trata da solução de reforço que, neste caso, promoveu o maior aumento do desempenho sísmico do edifício existente com estrutura de “placa”. As restantes soluções acima referidas poderão analisadas, em pormenor, em Lamego (2014).

A solução de reforço com reboco armado trata-se de uma técnica de reforço de paredes de alvenaria que visa o melhoramento do comportamento sísmico e das propriedades mecânicas das referidas paredes. A utilização de referida técnica de reforço de edifícios com paredes em alvenaria permite, não só o aumento da resistência da parede ao corte e à tração, como também melhora a distribuição de tensões entre elementos. Adicionalmente, o uso de reboco armado como solução de reforço, possibilita um melhor controlo da fendilhação e previne a desagregação da parede por rotura da argamassa (Lamego, 2014).

O emprego da referida técnica de reforço consiste na colocação de armaduras nas faces da parede com recurso à grampos de fixação ou conectores transversais espaçados em quincôncio, seguida pela aplicação de reboco ou argamassa de revestimento com uma espessura total de aproximadamente 0,05m. A armadura utilizada pode ser em rede metálica electro soldada e rede de metal distendido (figura 4-6), ambas com propriedades anticorrosivas. Também podem ser utilizadas armaduras sintéticas, nomeadamente, redes de fibra de vidro ou poliméricas. Note-se que as redes sintéticas devem possuir proteção contra o ataque dos alcalis presentes no cimento e restantes materiais constituintes da parede. Adicionalmente, e aquando da utilização de redes sintéticas, deve fazer-se uso de reboco à base de cal. Contudo, a argamassa habitualmente utilizada é constituída por uma base cimentícia (tradicional), sintética ou mista, podendo ser aplicada de forma manual ou projetada (Lamego, 2014; Martins, 2012; Rodrigues, 2010).



Pormenor A - Corte

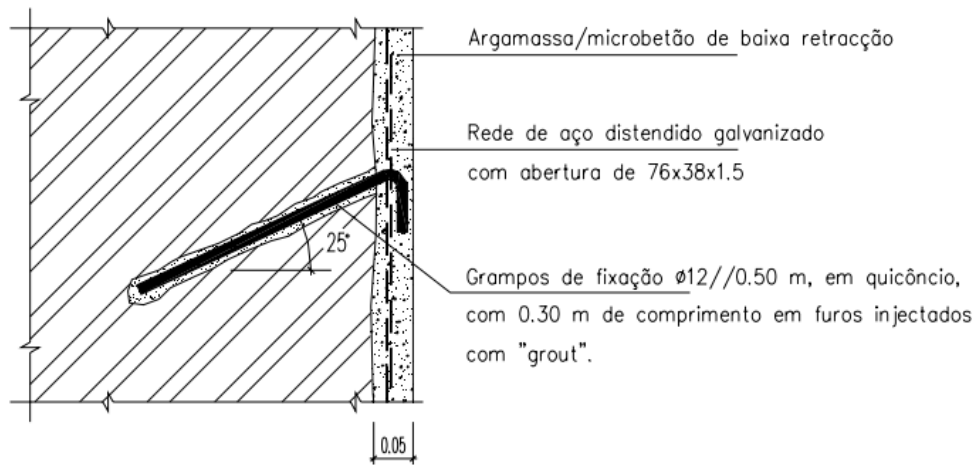


Figura 4-6 - Desenho de pormenor da aplicação da rede em aço distendido na execução do reboco armado (Lamego, 2014)

4.2.3 Análise do desempenho sísmico do edifício existente após aplicação de reboco armado

A solução de reforço através de aplicação de reboco armado de 0,05m de espessura em ambas as faces das paredes exteriores do edifício em estudo, visa o aumento da rigidez global do edifício, como também a redução dos efeitos de desagregação das pedras constituintes das paredes. A execução desta solução deve ser realizada de forma a garantir, não só a espessura do reboco, como também a ancoragem da armadura à parede através de conectores transversais. Em Lamego (2014) esta solução foi considerada no programa de cálculo através da aplicação de um fator de majoração para as características resistentes das paredes. Esse fator apresenta o valor de 2,5, conforme recomendado na norma italiana OPCM 3431/2005.

Através da análise *pushover* do edifício em estudo, tendo em consideração a solução de reboco armado, verificou-se uma melhoria do seu desempenho, sobretudo na direção X. Tal melhoria foi observada ao nível dos deslocamentos como também ao nível das acelerações espectrais. Na figura 4-7, é apresentado o espectro de capacidade do edifício, obtido da análise *pushover* realizada.

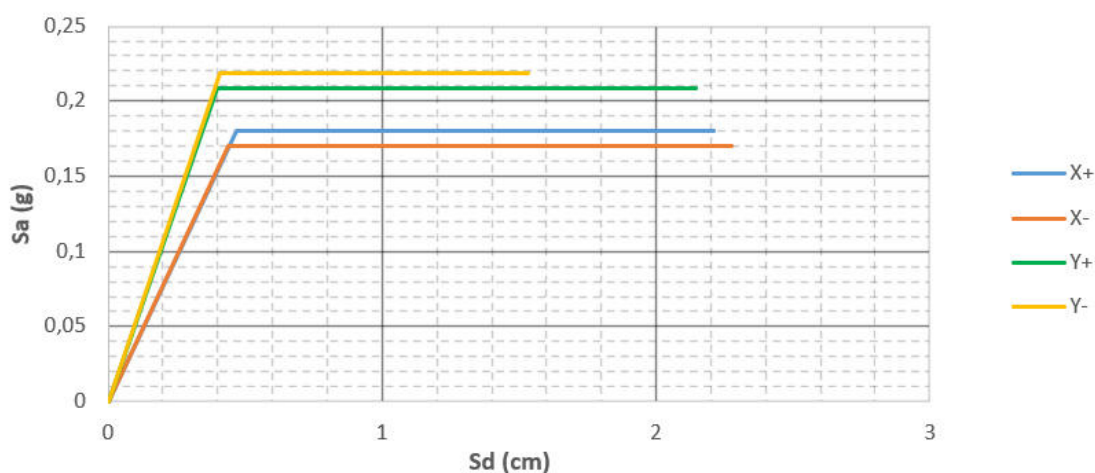


Figura 4-7 - Espectros de capacidade do edifício reforçado (Adaptado de Lamego, 2014)

Adicionalmente, e através da análise dos valores previstos para o deslocamento alvo do edifício, indicados nas tabelas 4-8 e 4-9, pode verificar-se que a solução de reboco armado satisfaz os objetivos de melhoria previstos, uma vez que provoca um aumento da capacidade resistente em 55% em relação do edifício não reforçado e em 16% em relação ao limite de segurança.

Tabela 4-8 - Valor do deslocamento alvo do edifício reforçado para o sismo tipo 1 (Adaptado de Lamego, 2014)

Deslocamento	Direção							
	X+		X-		Y+		Y-	
Sd_u (cm)	2,211		2,274		2,146		1,533	
Sd_y (cm)	0,468	X	0,439	X	0,398	X	0,407	X
Sd_{alvo} (cm)	1,910	√	1,930	√	1,500	√	1,460	√

Tabela 4-9 - Valor do deslocamento alvo do edifício reforçado para o sismo tipo 2 (Adaptado de Lamego, 2014)

Deslocamento	Direção							
	X+		X-		Y+		Y-	
Sd_u (cm)	2,211		2,274		2,146		1,533	
Sd_y (cm)	0,468	X	0,439	X	0,398	X	0,407	X
Sd_{alvo} (cm)	1,100	√	1,090	√	0,940	√	0,930	√

Através da análise às tabelas 4-8 e 4-9, pode concluir-se que, tanto o edifício porticado em betão armado como o edifício existente de estrutura de “placa”, reforçado, garantem a verificação de segurança. No entanto, esses edifício apresentam níveis de desempenho distintos, pelo que de seguida é feita a comparação entre o desempenho sísmico do edifício porticado em betão e o edifício de “placa” reforçado.

4.2.4 Comparação entre o edifício existente do tipo placa com e sem reforço e o edifício porticado em betão armado

A comparação entre o desempenho sísmico do edifício porticado em betão armado e o edifício existente de “placa” reforçado foi realizada através da análise comparativa dos espetros de capacidade dos referidos edifícios. A referida análise foi desenvolvida de modo a permitir a comparação do espetro de capacidade em cada um dos sentidos dos dois eixos ortogonais principais, X e Y.

De modo a realizar a comparação do desempenho sísmico dos edifícios em estudo, foram elaborados gráficos para cada uma das quatro direções e sentidos, contendo os espetros de capacidade do edifício porticado em betão, edifício existente de “placa” e o edifício de “placa” reforçado. Nas figuras 4-8 a 4-11, representam-se os espetros de capacidade dos edifícios em estudo em X+, X-, Y+ e Y-, respetivamente.

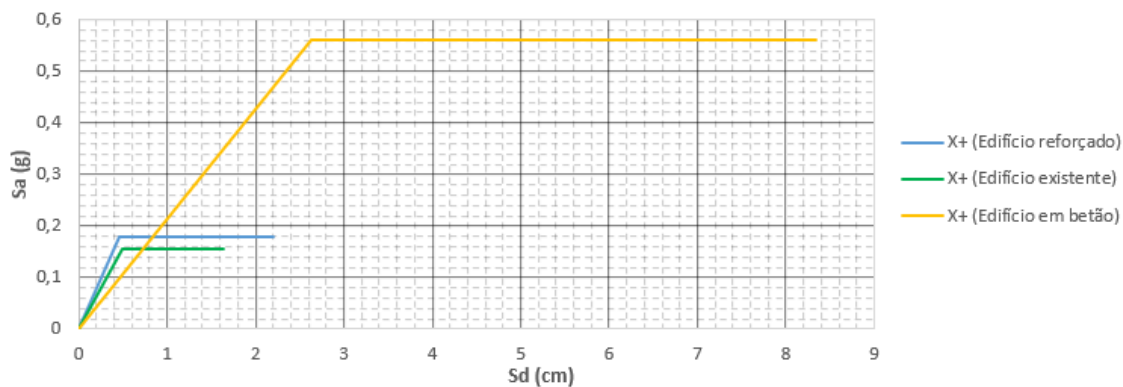


Figura 4-8 - Comparação do espectro de capacidade dos edifícios em estudo em X+

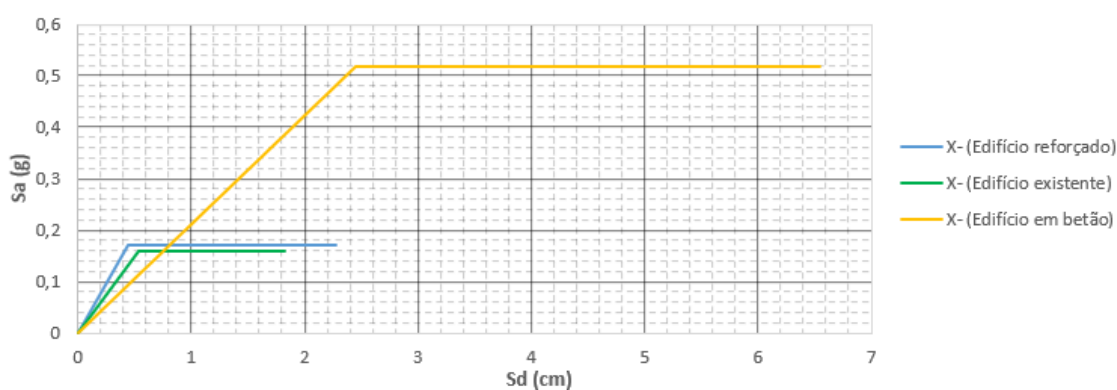


Figura 4-9 - Comparação do espectro de capacidade dos edifícios em estudo em X-

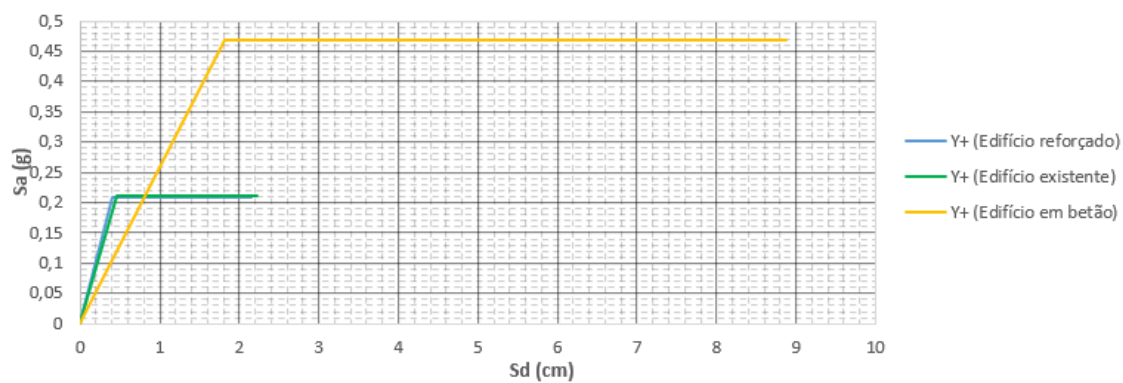


Figura 4-10 - Comparação do espectro de capacidade dos edifícios em estudo em Y+

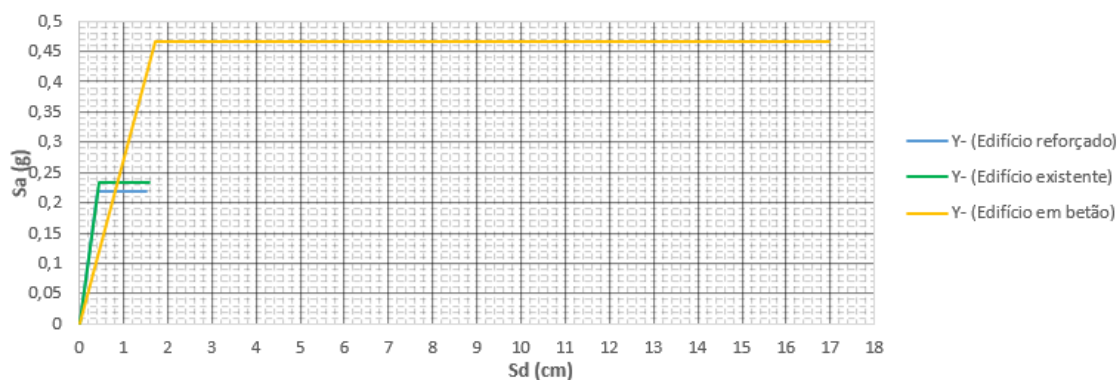


Figura 4-11 - Comparação do espectro de capacidade dos edifícios em estudo em Y-
 Conforme se pode verificar nas figuras 4-8 a 4-11, o edifício com estrutura porticada em betão armado apresenta um desempenho consideravelmente superior ao desempenho do edifício existente com ou sem reforço. Tal superioridade no desempenho sísmico verifica-se, não só pelo facto da curva de capacidade do edifício porticado apresentar um valor de aceleração espectral mais elevado, como também por apresentar valores mais altos para os deslocamentos espectrais, tanto na fase linear, como na fase não linear. Nas tabelas 4-10, 4-11, 4-12 e 4-13 são apresentados os valores das acelerações e deslocamentos espectrais para os gráficos dos espectros de capacidade em X+, X-, Y+ e Y-, respetivamente.

Tabela 4-10 - Valores de aceleração e deslocamentos dos edifícios em estudo em X+

Edifício	S_a (g)	Sd_y (cm)	Sd_u (cm)
Edifício em betão	0,560	2,639	8,347
Edifício existente	0,156	0,500	1,641
Edifício reforçado	0,180	0,468	2,211

Tabela 4-11 - Valores de aceleração e deslocamentos dos edifícios em estudo em X-

Edifício	S_a (g)	Sd_y (cm)	Sd_u (cm)
Edifício em betão	0,517	2,452	6,543
Edifício existente	0,159	0,531	1,830
Edifício reforçado	0,170	0,439	2,274

Tabela 4-12 - Valores de aceleração e deslocamentos dos edifícios em estudo em Y+

Edifício	S_a (g)	Sd_y (cm)	Sd_u (cm)
Edifício em betão	0,468	1,811	8,870
Edifício existente	0,211	0,465	2,218
Edifício reforçado	0,209	0,398	2,146

Tabela 4-13 - Valores de aceleração e deslocamentos dos edifícios em estudo em Y-

Edifício	S_a (g)	Sd_y (cm)	Sd_u (cm)
Edifício em betão	0,467	1,718	16,966
Edifício existente	0,234	0,440	1,584
Edifício reforçado	0,219	0,407	1,533

Da observação às tabelas 4-10 a 4-13, verifica-se que os valores das acelerações e deslocamentos espectrais são superiores para o edifício porticado em betão armado, em todas as direções e sentidos estudados. De facto, através da comparação de valores na tabela 4-14, constata-se que a aceleração espectral do edifício porticado equivale-se a, pelo menos, 213% da aceleração espectral do edifício com estrutura de “placa” reforçado. Em relação ao deslocamento espectral no limite de cedência, verifica-se que o deslocamento espectral do edifício porticado corresponde, no mínimo a 422% do deslocamento espectral do edifício de “placa” reforçado no limite de cedência. Quanto ao deslocamento espectral último, verifica-se na tabela 4-14 que o deslocamento do edifício novo em betão armado é equivalente, no mínimo, a 288% do deslocamento espectral último do edifício reforçado. Na tabela 4-14, EB refere-se ao edifício porticado em betão armado e ER corresponde ao edifício com estrutura de “placa” reforçado.

Tabela 4-14 - Comparação de aceleração e deslocamentos espectrais entre o edifício porticado em betão e o edifício reforçado

Comparações de desempenho	Direção			
	X+	X-	Y+	Y-
S_a EB / S_a ER (%)	311%	304%	224%	213%
Sd_y EB / Sd_y ER (%)	563%	558%	455%	422%
Sd_u EB / Sd_u ER (%)	378%	288%	413%	1107%

Nesse sentido, é possível concluir-se que o reforço do edifício existente com o reboco armado de 0,05m em ambas as faces das paredes exteriores permite melhorar o seu comportamento perante os efeitos de ações sísmicas e verificar a segurança do mesmo aquando sob efeito das referidas ações. Apesar da referida melhoria, o edifício reforçado apresenta um desempenho muito inferior comparativamente a um mesmo edifício com estrutura nova porticada em betão armado. No entanto, existem outros fatores que devem ser tidos em conta na escolha da melhor solução a adotar, como por exemplo o custo e o prazo de execução da solução. Relativamente ao custo, por exemplo, se se optar por reforçar um edifício existente, o custo é menor e, com a intervenção adequada, consegue-se garantir a segurança. Já para construir um edifício, terá de se demolir o anterior e construir de novo. Ao mesmo tempo, os

edifícios poderão estar habitados, o que elevará bastante o custo de realojamento para a demolição e reconstrução. No entanto, é sem dúvida mais seguro um edifício novo. Já no que respeita aos tempos de execução, é claramente mais célere a realização de um reboco armado do que a demolição e reconstrução de um edifício.

5 Conclusões

Os edifícios construídos em Portugal até a data de implementação da regulamentação sísmica moderna (1983) correspondem a 50% do parque habitacional nacional (INE, 2012). Desse grupo de edifícios, cerca de 31% (INE, 2012) correspondem a edifícios com estrutura de “placa” e paredes de alvenaria. Tendo em conta o facto de que edifícios de “placa” foram dimensionados à luz de regulamentos antigos, tais edifícios apresentam uma maior vulnerabilidade sísmica, tornando muitas vezes necessária a adoção de medidas de reforço dos mesmos.

Da análise ao edifício em estudo com estrutura de “placa”, e apesar de se ter demonstrado que o mesmo verifica a segurança perante a ação do sismo 2, confirmou-se que o referido edifício não verifica a segurança quando submetido à ação sísmica do tipo 1. Através da análise do desempenho sísmico do edifício de “placa”, verificou que o deslocamento alvo na direção X, resultante da ação sísmica tipo 1, é superior ao valor do deslocamento máximo permitido pelo edifício nessa direção. Tendo em conta o baixo desempenho sísmico do edifício de “placa” e dado o facto do mesmo não ter verificado a segurança, foi necessário avaliar medidas de reforço desse mesmo edifício.

A adoção de soluções de reforço para edifícios deve ter em conta a sua tipologia construtiva. Para o edifício em estudo, verificou-se que a solução que apresenta melhores resultados em termos de desempenho sísmico, verificação de segurança de acordo com as normas em vigor e condições de aplicabilidade, trata-se da aplicação de reboco armado de 0,05m de espessura em ambas as faces das paredes exteriores. De facto, verificou-se que a solução adotada, não só provocou um aumento da capacidade resistente do edifício de “placa” em cerca de 55%, como também permitiu o alcance de valores de desempenho superiores ao limite de segurança em cerca de 16%.

A adoção de reforço estrutural em edifícios existentes pode permitir a melhoria de desempenho desses edifícios e o cumprimento de condições de segurança estabelecidas pelas normas em vigor. Contudo, verificou-se neste estudo que o desempenho sísmico de edifícios existentes com reforço sísmico poderá ser significativamente inferior comparativamente ao desempenho de edifícios novos, dimensionados de acordo com os regulamentos em vigor, nomeadamente os Eurocódigos. Através deste estudo, comprovou-se que o edifício com estrutura porticada em betão armado, cujo dimensionamento foi realizado à luz dos critérios de dimensionamento sísmico estabelecidos no EC8, não só verifica a segurança estrutural aquando de uma solicitação sísmica, como apresenta níveis

de desempenho sísmico superiores ao do edifício com estrutura de “placa” com reforço estrutural. Essa diferença de desempenho verifica-se ao nível da aceleração espectral, do deslocamento espectral no limite de cedência, como também no deslocamento espectral no limite último. Em verdade, e conforme indicado na tabela 4-14, verificou-se que o valor da aceleração espectral do edifício porticado em betão armado equivale-se, no mínimo a 213% do valor da aceleração espectral do edifício de “placa” com reforço sísmico. Para o deslocamento espectral no limite de cedência, constatou-se que o valor atingido pelo pórtico em betão corresponde a, pelo menos, 422% do valor de deslocamento espectral atingido pelo edifício reforçado. Adicionalmente, observou-se que o valor de deslocamento espectral no limite último para o edifício com estrutura nova em betão armado corresponde, no mínimo, a 288% do deslocamento espectral último do edifício existente com estrutura de “placa”.

Nesse sentido, conclui-se que, comparativamente à opção de reforço estrutural de edifícios existentes, os edifícios novos e dimensionados de acordo com os regulamentos em vigor apresentam-se como a melhor solução no desenvolvimento de um projeto de edifícios, na medida em que os novos edifícios possuem um melhor desempenho sísmico. No entanto, existem outros fatores que devem ser considerados na escolha da melhor solução a adotar, como por exemplo o custo e o prazo de execução.

Relativamente aos desenvolvimentos futuros sobre este tema, entende-se ser necessário a realização de estudos e ensaios de soluções de reforços a aplicar em edifícios existentes, tendo em conta o desenvolvimento de novas tecnologias e materiais. Adicionalmente, acredita-se que deverão ser desenvolvidos estudos de desempenho sísmico para todas as tipologias de edifícios existentes no parque habitacional nacional, como também a tipologia de reforço sísmico que melhor promoveriam o aumento do seu desempenho sísmico. Por último, é fundamental o desenvolvimento de novos estudos de características mecânicas de edifícios existentes, uma vez que essas características ainda não se encontram bem definidas nas normas nacionais, obrigando a adoção de valores em normas internacionais, como por exemplo a norma italiana.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu (2013) Abreu, L., "Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado", Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Setúbal, Setúbal, 2013
- Abreu (2020) Abreu, J., "Influência das classes de ductilidade na Conceção e Custo de Edifícios Projetados de Acordo com o Eurocódigo 8 – Caso de Estudo", Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil — Especialização em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2020
- Almeida (2011) Almeida, J.; Costa, A., "Projeto de Edifícios em Zonas Sísmicas", Apresentação em PowerPoint para a Unidade Curricular de Estruturas de Edifícios, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011
- Alves (2012) Alves, C., "Análise da Influência das Zonas Sísmicas e Classes de Ductilidade no Projeto de Estruturas de Edifícios", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012
- Alves (2018) Alves, J., "Estágio: Análise Sísmica no Dimensionamento de Estruturas de Edifício", Relatório de estágio para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2018
- Amaral (2014) Amaral, D., "Dimensionamento de um Edifício em Betão Armado Sujeito à Ação Sísmica" Tese de Mestrado, Instituto Politécnico de Viseu, Viseu, 2014
- Amaral (2015) Amaral, D., "Dimensionamento Sísmico de um Edifício Porticado de Betão Armado - Alternativa ao Dimensionamento Tradicional", Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2015
- Ambriz (2023) Ambriz, W.; Rita, E., "Análise Dinâmica de Edifício em Betão Armado segundo Método Capacity Design EC8", Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2023
- Amorim (2012) Amorim, E., "Desempenho Sísmico de Edifícios de Betão Armado", Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em

Engenharia Civil – Especialização em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012

ATC (1996) ATC40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Relatory nº SSC 96-01, Applied Technology Council Redwood City, California, 1996

Bento (2011) Bento, R., "Avaliação e Dimensionamento Sísmico por Critérios de Desempenho", Relatório ICIST DTC nº 15/2011, Lisboa, 2011

Brum (2014) Brum, M., "Verificação da Segurança à ação Sísmica da estrutura de um Colégio em Ponta Delgada Utilizando o Eurocódigo 8 – Parte 3", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2014

California Home Mitigation Programme (2022) California Residential Mitigation Program, "How Earthquakes Cause Damage and Destruction", California, United State of America, 2022

Costa (2008) Costa, A.; Sousa, M.L.; Carvalho, A., "Seismic Zonation for Portuguese National Annex of Eurocode 8", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008

Chambel (2015) Chambel, M., "Análise da Regularidade em Planta de Edifícios Segundo o Eurocódigo 8", Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2015

CML (2023) Câmara Municipal de Lisboa, "Classe EC8 – Solos" obtido em <https://geodados-cml.hub.arcgis.com/datasets/classe-ec8-solos/explore?location=38.753081%2C-9.145497%2C13.98>, Gestor Geodados, Lisboa, 2023

Dias (2016) Dias, I., "Estabilidade de Paredes Duplas de Alvenaria Ensaio de Eficiência do Grampeamento", Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Leiria, Leiria, 2016

Dragus (2018) Dragus, A., "Reabilitação e Reforço de Edifícios Antigos: Caso de Estudo no Algarve", Dissertação para obtenção de grau de mestre, Instituto Superior de Engenharia, Universidade do Algarve, Algarve, 2018

Fajfar (2000) Fajfar, P., "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design" Earthquake Spectra, Vol. 16, No 3, 573-592

- Golghate (2013) Golghate, K.; Baradiya, V.; Sharma, A., "Pushover Analysis of 4 Storey's Reinforced Concrete Building", International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology (IJLTET), Instituto de Engenharia e Ciência, Indore, Índia, 2013
- Gomes (2009) Gomes, J., "Dimensionamento Sísmico de Edifícios Hospitalares Segundo o Eurocódigo 8", Dissertação para obtenção de grau de mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2009
- Guedes (2011) Guedes, A., "Dimensionamento e Comportamento Sísmico de Sistemas Metálicos Duais", Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011
- INCM (1983a) Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-lei nº 235/83, de 31 de Maio, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa
- INCM (1983b) Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. Decreto-lei nº 349-C/83, de 30 de Julho, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa
- INE (2012) Censos 2011, Instituto Nacional de Estatística, Portugal
- INE (2021) INE, Censos 2021, "O Que Nos Dizem os Censos sobre a Habitação", Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2023
- IPQ (2009) NP EN 1990: 2009. Norma Portuguesa, "Eurocódigo – Bases para o Projeto de Estruturas", Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2009
- IPQ (2009) NP EN 1991-1-1: 2010. Norma Portuguesa, "Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas. Parte 1-1: Ações Gerais, Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios", Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2009
- IPQ (2010) NP EN 1998-1: 2010. Norma Portuguesa, "Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos. Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios", Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2010
- IPQ (2010) NP EN 1992-1-1: 2010. Norma Portuguesa, "Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios", Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2010
- IPQ (2010) NP EN 1997-1: 2010. Norma Portuguesa, "Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais", Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2010
- IPQ (2010) NP EN 1996-1-1: 2008. Norma Portuguesa, "Eurocódigo 6 – Projeto de Estruturas de Alvenaria. Parte 1-1: Regras Gerais para Alvenaria Armada e Não Armada", Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2008

- Lamego (2014) Lamego, P., "Reforço Sísmico de Edifícios de habitação. Viabilidade da Mitigação do Risco", Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Minho, 2014
- Lopes (2009) Lopes, M., "Sismos e Edifícios", Edições Orion, 2009
- Maneira (2018) Maneira, R., "Análise Comparativa de dimensionamento de um Edifício de Vários Pisos com Base no EC3 e EC3+EC8", Dissertação de mestrado integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2018
- Martins (2012) Martins, N., "Reforço de Parede de Edifícios Antigos com Base em soluções que Incorporem Confinamento Transversal. Levantamento, Técnicas de Aplicação e Características", Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Perfil de Construção, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, 2012
- Mendes (2022) Mendes, P., Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica, "Folhas da Disciplina de Dinâmica Estrutural e Engenharia Sísmica", Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2022
- Moutinho (2015) Moutinho, P., "Projeto de Estruturas de um Edifício em Betão Armado com Recurso ao Programa de Cálculo Automático ETABS", Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2015
- OPCM 3431 2005) Ordinanza P. C. M. no. 3431 del 03/05/2005. Modificação da Ordinanza no. 3274 del 20/03/2003. Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico degli Edifici. Presidenza del Consiglio dei Ministri, Roma, Itália
- Penacho (2021) Penacho, I., "Projeto Estrutural de um Edifício Habitacional em Betão Armado Segundo os Eurocódigos", Trabalho de projeto para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2021
- Portaria n.º 302/2019 de 12 de Setembro, Diário da República n.º 175/2019, Série I, Ministério de Infraestruturas e Habitação, Lisboa
- Rodrigues (2010) Rodrigues, J., "Principais Técnicas de Consolidação e Reforço de Paredes de edifícios antigos", Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na especialidade de Reabilitação de Edifícios, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, 2010

- Romãozinho (2008) Romãozinho, M., "Dimensionamento para a Ação do EC8 – Análise das Prescrições da EN 1998-1 Aplicadas a Estruturas de Edifícios em Betão Armado com Recurso a um Exemplo Prático", Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008
- S.T.A. DATA (2024) Programa de Cálculo Automático de Estruturas 3Muri Professional, Versão 14.2.0.11, S.T.A. DATA, Turim, Itália
- Sousa (2006) Sousa, M.L., "Risco Sísmico em Portugal Continental", Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil em 2006 para obtenção do grau de Doutor em Engenharia do Território, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008
- Sousa (2017) Sousa, R.; Costa, A.; Campos Costa, A.; Romão, X.; Candeias, P., "Caracterização do Comportamento Sísmico de Edifícios de Betão Armado Representativos do Edificado Português sem Dimensionamento Sismorresistente", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. ISSN 2183-8488. (março 2017) 105-114, Lisboa
- Teixeira (2017) Teixeira, H., "Dimensionamento e Verificação de Segurança Sísmica de Edifícios em Zona de Sismicidade Elevada", Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2017