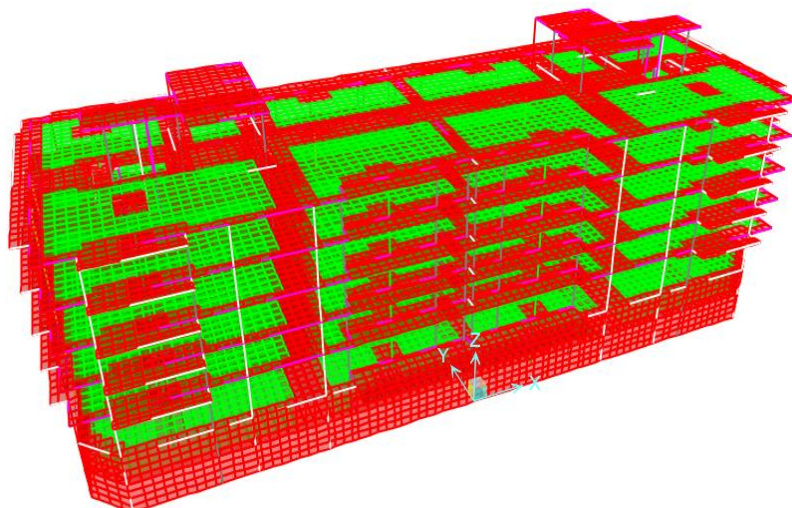




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício em Lisboa

NUNO AUGUSTO DOS REIS OLIVEIRA

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas

Orientador:

Doutor Luís Manuel da Rocha Evangelista

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Doutor Luís Manuel da Rocha Evangelista

Doutora Ana Rita Gião

Janeiro de 2016

Agradecimentos

Servem os próximos parágrafos para expressar os meus agradecimentos a todos aqueles que me apoiaram, não só na realização deste trabalho, mas durante todo o meu percurso académico.

Agradeço ao meu orientador, Doutor Luís Evangelista, pela orientação competente dada no âmbito deste trabalho, pela sua disponibilidade, compreensão e pelo seu contributo na aprendizagem e desenvolvimento do tema.

Gostaria de agradecer a todos os meus colegas que me acompanharam ao longo desta viagem académica, pelo companheirismo e amizade demonstrada, pelas longas tardes de estudo e por todos os momentos que passamos juntos.

A toda a minha família, em especial aos meus pais, filho e namorada, pelo apoio incondicional que me prestaram. Foram eles que sempre me incentivaram a perseguir os meus objetivos, o que se revelou muito importante para mim. São o meu “porto de abrigo” nos momentos em que nada parece correr bem.

Agradeço ao corpo docente com que me fui cruzando como aluno.

Agradeço também a todos os que, direta ou indiretamente, contribuíram para ultrapassar todas as contrariedades que foram surgindo nesta etapa da minha vida.

A todos um enorme obrigado!

Resumo

Pretende-se com este trabalho apresentar as diferentes fases de um projeto de estruturas de um edifício, desde a sua conceção inicial até a fase final de dimensionamento. Desta forma, são percorridas ao longo do processo as fases de conceção da solução estrutural, pré-dimensionamento, análise sísmica, dimensionamento e pormenorização. As bases regulamentares deste projeto são os Eurocódigos estruturais que, apesar de ainda não terem regulamentação nacional que obrigue a sua utilização, perspetiva-se a sua implementação em toda a União Europeia.

O caso em estudo corresponde a um edifício situado em Lisboa e é composto por dois pisos enterrados para estacionamento, um piso térreo com zonas destinadas a serviços, quatro pisos elevados para habitação e uma cobertura. O edifício foi dividido em dois blocos separados por uma junta sísmica. A área total de cada piso é de 1480,70 m² e uma área total de construção de cerca de 10364,90 m².

Usando o programa de cálculo automático SAP2000, versão 17.3.0, fez-se a modelação e determinou-se todos os esforços que a estrutura estará sujeita. O mesmo programa permite realizar uma análise admitindo o comportamento elástico linear, determinação dos modos de vibração da estrutura e análise modal por espectro de resposta.

Por fim, com base nas disposições implementadas na regulamentação, é feita a pormenorização de armaduras dos diferentes elementos.

Palavras-chave: NP EN 1998-1; NP EN 1992-1-1; Ductilidade; Capacidade Real; Betão Armado; Análise Sísmica.

Abstract

The aim of this work is to present the different phases of the structural design of a building, from its initial beginning to final stage of design. Thus, the Structural's Design Solution, Pre-Design, Seismic Analysis, Design and detailing phases are covered throughout the process. The regulation basis of this project are the structural Eurocodes which, although not mandatory, are expected to be the standard in the coming years.

The case in study corresponds to a building located in Lisbon, consisting of two underground floors used for parking, a ground floor for services, four upper floors for housing and a roof. The building was divided into two blocks separated by a seismic joint. The area of each floor is about 1480,70 m² and the total construction area is about 10364,90 m².

The structural modeling was done using the software SAP2000, version 17.3.0, and all the forces, stresses and displacements of the structure were determined. The same uses linear elastic behavior, but also allows the determination of the structural vibration modes, which will allow the modal analysis of the structure by response spectrum.

Finally, based on the recommendations implemented in the regulations, the structural detailing of the different resistant elements was made.

Key-Words: NP EN 1998-1; NP EN 1992-1-1; Ductility; Capacity Design; Reinforced Concrete; seismic analysis.

Conteúdo

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | Enquadramento Geral..... | 1 |
| 1.1 | Introdução..... | 1 |
| 1.2 | Organização do trabalho..... | 1 |
| 1.3 | Análise da arquitetura..... | 2 |
| 1.4 | Condicionamentos principais | 3 |
| 1.5 | Definição do modelo estrutural | 3 |
| 1.5.1 | Lajes | 3 |
| 1.5.2 | Vigas..... | 4 |
| 1.5.3 | Pilares e paredes | 4 |
| 1.5.4 | Fundações..... | 5 |
| 2. | Critérios gerais de dimensionamento | 6 |
| 2.1 | Regulamentação | 6 |
| 2.2 | Materiais..... | 6 |
| 2.2.1 | Betão..... | 6 |
| 2.2.2 | Aço | 8 |
| 2.3 | Características do terreno | 8 |
| 2.4 | Ações..... | 8 |
| 2.4.1 | Cargas permanentes..... | 9 |
| 2.4.2 | Sobrecargas | 9 |
| 2.4.3 | Ação sísmica | 10 |
| 2.4.4 | Combinação de ações | 16 |
| 2.5 | Recobrimento de armaduras..... | 18 |
| 2.6 | Distância entre varões | 19 |
| 2.7 | Diâmetro mínimo de dobragem de varões..... | 19 |
| 2.8 | Comprimentos de amarração..... | 20 |
| 2.9 | Comprimento de emenda | 23 |
| 3. | Pré-dimensionamento..... | 25 |

| | | |
|-------|--|----|
| 3.1 | Lajes | 25 |
| 3.2 | Vigas | 27 |
| 3.3 | Pilares..... | 27 |
| 3.4 | Muros de suporte..... | 28 |
| 3.5 | Sapatas..... | 29 |
| 4. | Modelação da estrutura | 31 |
| 4.1 | Definição de materiais e secções..... | 31 |
| 4.2 | Pilares, paredes e vigas..... | 32 |
| 4.3 | Lajes e Muros | 32 |
| 4.4 | Escadas | 34 |
| 4.5 | Paredes exteriores..... | 34 |
| 4.6 | Cargas diretas sobre as lajes | 35 |
| 4.7 | Impulso do terreno | 35 |
| 4.8 | Sismo..... | 36 |
| 4.9 | Condições de fronteira | 36 |
| 4.10 | Validação do modelo..... | 37 |
| 5. | Conceção da estrutura | 38 |
| 5.1 | Princípios básicos de conceção estrutural para a ação sísmica | 38 |
| 5.2 | Definição e papel dos elementos sísmicos primários e secundários | 40 |
| 5.3 | Condições de regularidade e classificação da estrutura | 40 |
| 5.3.1 | Critério de regularidade em planta | 41 |
| 5.3.2 | Critério de regularidade em altura..... | 46 |
| 5.4 | Cálculo do coeficiente de comportamento | 47 |
| 5.4.1 | Classes de ductilidade | 47 |
| 5.4.2 | Classificação do sistema estrutural..... | 48 |
| 5.4.3 | Coeficiente de comportamento..... | 49 |
| 6. | Análise sísmica..... | 52 |
| 6.1 | Ductilidade | 52 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 6.1.1 | Condição de ductilidade global e local..... | 53 |
| 6.2 | Presença de caves e de paredes de enchimento | 54 |
| 6.3 | Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral da estrutura | 55 |
| 6.4 | Análise modal por espectro de resposta | 56 |
| 6.4.1 | Combinação das respostas modais | 60 |
| 6.4.2 | Efeitos acidentais de torção..... | 61 |
| 6.5 | Efeitos de segunda ordem | 63 |
| 6.6 | Limitação de danos..... | 66 |
| 6.7 | Condição de junta sísmica..... | 67 |
| 7. | Verificação de segurança..... | 69 |
| 7.1 | Estados limites últimos..... | 69 |
| 7.2 | Lajes | 69 |
| 7.2.1 | Laje fungiforme aligeirada | 69 |
| 7.2.2 | Laje vigada | 79 |
| 7.2.3 | Laje de escadas | 79 |
| 7.3 | Vigas | 79 |
| 7.4 | Pilares sísmicos primários | 89 |
| 7.5 | Pilares sísmicos secundários | 102 |
| 7.6 | Paredes | 102 |
| 7.7 | Muro..... | 113 |
| 7.8 | Fundações..... | 114 |
| 7.9 | Estados limites de Utilização | 118 |
| 7.9.1 | Fendilhação | 119 |
| 7.9.2 | Deformação | 120 |
| 8. | Conclusões | 125 |

Índice de figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1.1-Molde FG800 para laje fungiforme aligeirada. | 3 |
| Figura 1.2-Maciçamente da laje fungiforme aligeirada junto ao apoio..... | 4 |
| Figura 1.3-Configuração dos pilares e paredes na fundação..... | 4 |
| Figura 2.1-Zonamento sísmico em Portugal Continental..... | 11 |
| Figura 2.2-Ronita de cálculo para representação dos espectros elásticos e de cálculos..... | 15 |
| Figura 2.3-Espectro elástico e de cálculo para a ação sísmica tipo 1..... | 16 |
| Figura 2.4-Espectro elástico e de cálculo para a ação sísmica tipo 2..... | 16 |
| Figura 2.5-Comprimento de amarração..... | 20 |
| Figura 2.6-Pormenor da amarração da armadura transversal..... | 23 |
| Figura 2.7-Comprimento de emenda..... | 23 |
| Figura 3.1-Dimensão mínima da zona maciça envolvente do pilar (Martins, João Guerra, 2009).. | 26 |
| Figura 3.2-Bandas maciças em lajes fungiformes aligeiradas (Martins, João Guerra, 2009) | 26 |
| Figura 3.3-Tipo e espessura corrente de lajes fungiformes em função do vão maior, L (Martins, João Guerra, 2009) | 26 |
| Figura 3.4-Modelo de cálculo da escada..... | 27 |
| Figura 3.5-Modelo encastrado apoiado para pré-dimensionamento dos muros de suporte | 28 |
| Figura 3.6-Diagrama de momento fletor (kNm/m) | 29 |
| Figura 4.1-Modelo tridimensional de elementos finitos | 31 |
| Figura 4.2-Elemento de barra com nós nas extremidades e respetivos eixos..... | 32 |
| Figura 4.3-Elemento de casca de três e quatro nós | 33 |
| Figura 4.4-Laje fungiforme aligeirada com zonas maciças (vermelho) e zonas nervuradas (verde) | 33 |
| Figura 4.5-Características das nervuras das lajes fungiformes aligeiradas | 33 |
| Figura 4.6-Modelação das escadas com elementos de casca | 34 |
| Figura 4.7-Cargas referentes as paredes de alvenaria exteriores aplicadas nos pisos | 35 |
| Figura 4.8-Cargas uniformemente distribuídas nas lajes | 35 |
| Figura 4.9-Modelação dos impulsos do terreno sobre o muro | 36 |
| Figura 4.10-Sapata pertencente ao núcleo..... | 36 |

| | |
|--|----|
| Figura 5.1-Junta sísmica em edifícios | 38 |
| Figura 5.2-Formas de distribuição dos elementos estruturais verticais (adaptado de Lopes, M., 2008) | 39 |
| Figura 5.3-Definição de áreas reentrantes na planta dos pisos..... | 41 |
| Figura 5.4-Representação gráfica dos deslocamentos..... | 45 |
| Figura 5.5-Critérios de regularidade dos edifícios com recuo | 46 |
| Figura 5.6-Edifício | 47 |
| Figura 6.1-Resistencia das estruturas a deslocamentos impostos e o seu comportamento não linear | 52 |
| Figura 6.2-Mecanismo de rotura de piso flexível..... | 53 |
| Figura 6.3-Sistema de paredes | 53 |
| Figura 6.4-Rotura por corte de um pilar junto a uma abertura-mecanismo tipo pilar curto (adaptado de H. Varum et al.)..... | 54 |
| Figura 6.5-Mecanismo de rotura de painéis de alvenaria: a) rotura ao longo das juntas; b) rotura diagonal; c) rotura por esmagamento dos cantos comprimidos | 55 |
| Figura 6.6-Periodos e frequências dos modos de vibração | 58 |
| Figura 6.7-Percentagem de participação modal e acumulada | 58 |
| Figura 6.8-Segundo modo de vibração (translação em X)..... | 59 |
| Figura 6.9-Primeiro modo de vibração (translação em Y)..... | 59 |
| Figura 6.10-Terceiro modo de vibração (torção) | 59 |
| Figura 6.11-Representação gráfica dos deslocamentos devido à ação sísmica..... | 65 |
| Figura 6.12-Edifícios adjacentes com diferente altura entre pisos (adaptado de Jacinto, Luciano, 2014) | 68 |
| Figura 6.13-Edifícios adjacentes com a mesma altura (adaptado de Jacinto, Luciano, 2014)..... | 68 |
| Figura 7.1-Efeito das restrições ao nível dos pisos na rigidez dos pilares sob cargas horizontais... | 70 |
| Figura 7.2-Representação das faixas e dos esforços (M11), segundo a direção x | 72 |
| Figura 7.3-Representação dos cortes, alinhamentos e respetivas intersecções-pontos de leitura dos esforços | 72 |
| Figura 7.4-Redução do momento sobre o apoio (Robalo,2011) | 73 |

| | |
|--|-----|
| Figura 7.5-Mecanismo de rotura por punçoamento em laje fungiforme aligeirada | 75 |
| Figura 7.6-primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas..... | 76 |
| Figura 7.7-Comportamento do esforço transversal devido a uma carga excêntrica..... | 77 |
| Figura 7.8-Distribuição de tensões devidas a um momento não equilibrado na ligação entre uma laje e um pilar..... | 78 |
| Figura 7.9-largura efetiva b_{eff} para vigas ligadas a pilares | 81 |
| Figura 7.10-Pormenorização típica de pilares em corte (adaptado de Amaral, 2012). | 94 |
| Figura 7.11-Pormenorização típica de pilares | 94 |
| Figura 7.12-Envoltória de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas (à esquerda: sistemas de paredes; à direita: sistemas mistos). | 104 |
| Figura 7.13-Braço da armadura de flexão (adaptado de Santos, 2010)..... | 105 |
| Figura 7.14-Metodologia para distribuição dos esforços nas paredes do núcleo | 105 |
| Figura 7.15-Envoltória de cálculo dos esforços transversos nas paredes | 106 |
| Figura 7.16-Elemento de extremidade confinado de uma parede (em cima: extensões para a curvatura última; baixo: secção da parede) | 108 |
| Figura 7.17-Diagramas de momentos fletores, esforço transversal e envoltória de cálculos da parede Par1 | 111 |
| Figura 7.18-Dimensões de uma sapata rígida | 115 |
| Figura 7.19-Sapata com excentricidade de carga-tensões em menos de metade da sapata..... | 116 |
| Figura 7.20-Sapata com excentricidade de carga-tensões em mais de metade da sapata | 116 |
| Figura 7.21-Sapata lateral dos muros da cave..... | 117 |
| Figura 7.22-Modelo de cálculo da sapata do núcleo | 118 |

Índice de tabelas

| | |
|---|----|
| Tabela 2.1-Limites da composição e da classe da resistência do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos..... | 7 |
| Tabela 2.2-Características do Betão C30/37 | 7 |
| Tabela 2.3-Características do Aço A400NR SD | 8 |
| Tabela 2.4-Características do terreno..... | 8 |
| Tabela 2.5-Cargas distribuídas de paredes interiores e exteriores | 9 |
| Tabela 2.6-Ações permanentes | 9 |
| Tabela 2.7-Ações variáveis e os coeficientes de combinação..... | 10 |
| Tabela 2.8-Aceleração de referência para Lisboa (ação sísmica tipo 1 e ação sísmica tipo 2)..... | 12 |
| Tabela 2.9-Coefficientes de importância..... | 14 |
| Tabela 2.10-Valores dos parâmetros que definem os espectros de resposta..... | 14 |
| Tabela 2.11-Resumo dos parâmetros relevantes para a definição dos espectros de resposta de cálculo | 15 |
| Tabela 2.12-Valores de recobrimentos nominais..... | 19 |
| Tabela 2.13-Diâmetros mínimos de dobragem de varões. | 20 |
| Tabela 2.14-Comprimento de amarração de referencia. | 22 |
| Tabela 2.15-Comprimento de amarração. | 22 |
| Tabela 2.16-Comprimento de emenda | 24 |
| Tabela 3.1-Pré-dimensionamento dos pilares | 28 |
| Tabela 3.2-Dimensões das sapatas | 30 |
| Tabela 5.1-Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico..... | 41 |
| Tabela 5.2-Verificação da esbelteza..... | 42 |
| Tabela 5.3-Momento polar de inércia | 43 |
| Tabela 5.4-Coordenadas do centro de massa e do centro de rigidez ao nível de cada piso | 44 |
| Tabela 5.5-Rigidez lateral e rigidez de torção..... | 44 |
| Tabela 5.6-verificação do raio de torção e do raio de giração..... | 45 |
| Tabela 5.7-Verificação da excentricidade estrutural | 45 |

| | |
|---|----|
| Tabela 5.8-Classes de ductilidade e as características dos materiais | 48 |
| Tabela 5.9-Percentagem de resistência ao esforço de corte basal dos pilares e das paredes..... | 49 |
| Tabela 5.10-Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura | 50 |
| Tabela 5.11-Esbelteza das paredes | 51 |
| Tabela 6.1-Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral (direção X)..... | 56 |
| Tabela 6.2-Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral (direção Y)..... | 56 |
| Tabela 6.3-Periodos e fatores de participação modal..... | 57 |
| Tabela 6.4-Excentricidades acidentais para cada direção | 62 |
| Tabela 6.5-Força de corte na base para a direção X..... | 62 |
| Tabela 6.6-Força de corte na base para a direção Y..... | 62 |
| Tabela 6.7-Massa em cada piso acima da cave rígida..... | 62 |
| Tabela 6.8-Forças horizontais acima da cave rígida | 63 |
| Tabela 6.9-Momento torsões | 63 |
| Tabela 6.10-Deslocamentos relativos devido a ação sísmica do tipo 1 | 64 |
| Tabela 6.11-Deslocamentos relativos devido a ação sísmica do tipo 2 | 65 |
| Tabela 6.12-Verificação da necessidade de contabilização dos efeitos de segunda ordem (sismo1) | 65 |
| Tabela 6.13-Verificação da necessidade de contabilização dos efeitos de segunda ordem (sismo2) | 66 |
| Tabela 6.14-Deslocamentos e verificação da limitação de danos, (sismo1-direção x) | 66 |
| Tabela 6.15- Deslocamentos e verificação da limitação de danos, (sismo1-direção y) | 67 |
| Tabela 6.16- Deslocamentos e verificação da limitação de danos, (sismo2-direção x) | 67 |
| Tabela 6.17- Deslocamentos e verificação da limitação de danos, (sismo2-direção y) | 67 |
| Tabela 6.18-Valor da abertura da junta sísmica para a ação sísmica do tipo 1 | 68 |
| Tabela 7.1-Esforço transversal das lajes fungiformes aligeiradas | 75 |
| Tabela 7.2-Valores de k para áreas carregadas retangulares..... | 78 |
| Tabela 7.3-Condicionantes geométricas em vigas. | 79 |
| Tabela 7.4-Factor de ductilidade..... | 80 |
| Tabela 7.5-Diâmetro máximo do varão longitudinal na ligação viga/pilar..... | 82 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 7.6-Requisitos para o dimensionamento e pormenorização de vigas (adaptado de Lopes, M., 2008) | 85 |
| Tabela 7.7-Armdaura principal adotada nas vigas (piso 1)..... | 87 |
| Tabela 7.8-Armadura da laje contida na largura efetiva do banzo das vigas (piso 1)..... | 87 |
| Tabela 7.9-posição da linha neutra e momentos fletores resistentes das vigas exemplo (piso 1) | 87 |
| Tabela 7.10-Taxas de armadura de tração (piso 1) | 88 |
| Tabela 7.11-Esforço transversal de dimensionamento calculado de acordo com a NP EN 1998-1 (piso 1) | 88 |
| Tabela 7.12-Esforço transversal resistente sem armadura (piso 1)..... | 88 |
| Tabela 7.13-Cálculo da armadura transversal (piso 1)..... | 89 |
| Tabela 7.14-Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal nas zonas críticas (piso 1) | 89 |
| Tabela 7.15-Esforço normal reduzido dos pilares em análise | 90 |
| Tabela 7.16-Comprimento da zona crítica dos pilares exemplo | 92 |
| Tabela 7.17-Espaçamento máximo entre armaduras transversais para os pilares exemplo | 93 |
| Tabela 7.18-Requisitos para o dimensionamento e pormenorização de pilares (adaptado de Lopes, M.,2008)..... | 95 |
| Tabela 7.19-Armadura longitudinal adotada para os pilares exemplo | 96 |
| Tabela 7.20-Linha neutra e momento resistente em x..... | 96 |
| Tabela 7.21-Linha neutra e momento resistente em y..... | 97 |
| Tabela 7.22-Esforço transversal de dimensionamento para as zonas críticas dos pilares exemplo .. | 97 |
| Tabela 7.23-Esforço transversal mínimo segundo x | 97 |
| Tabela 7.24-Esforço transversal mínimo segundo y | 97 |
| Tabela 7.25-Armadura de esforço transversal segundo x | 98 |
| Tabela 7.26-Armadura de esforço transversal segundo y | 98 |
| Tabela 7.27-Esforço transversal máximo para a zona corrente..... | 98 |
| Tabela 7.28-Armadura de esforço transversal segundo x para a zona corrente | 98 |
| Tabela 7.29-Armadura de esforço transversal segundo y para a zona corrente | 98 |
| Tabela 7.30-Parâmetros da zona confinada..... | 101 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 7.31-Confinamento na base dos pilares..... | 101 |
| Tabela 7.32-Requisitos para o dimensionamento e pormenorização de paredes dúcteis | 109 |
| Tabela 7.33-Valores das extensões máximas e mínimas e da altura crítica para as paredes dúcteis | 109 |
| Tabela 7.34-Comprimento dos elementos de extremidade | 110 |
| Tabela 7.35-Armaduras longitudinais da parede Par1 | 111 |
| Tabela 7.36-Armadura transversal e verificação de segurança ao esforço transverso | 113 |
| Tabela 7.37-Armadura de flexão..... | 113 |
| Tabela 7.38-Verificação de segurança ao esforço transverso | 113 |
| Tabela 7.39-Valores recomendados de w_{max} (mm)..... | 119 |
| Tabela 7.40-Diâmetro máximo de varões para o controlo da fendilhação..... | 120 |
| Tabela 7.41-Espaçamento máximo de varões para o controlo da fendilhação..... | 120 |
| Tabela 7.42-Flecha instantânea | 122 |
| Tabela 7.43-Flecha a longo prazo | 122 |
| Tabela 7.44-Flecha a longo prazo (método da NP EN 1992-1-1)..... | 124 |

Símbolos e siglas

Alfabeto latino

| | |
|----------------|--|
| $art.^{\circ}$ | Artigo |
| f_{ck} | Valor característico da tensão de rotura à compressão ($t = 28$ dias) |
| f_{cm} | Valor médio da tensão de rotura à tração simples |
| E_{cm} | Módulo de elasticidade secante |
| f_{yk} | Valor característico da tensão de cedência |
| E_s | Valor de cálculo do módulo de elasticidade |
| $TNCR$ | Período de retorno de referência da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso |
| $PNCR$ | Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso |
| a_g | Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A |
| a_{gR} | Valor da aceleração máxima de referência |
| T | Período de vibração de um sistema linear 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 |
| S | Coefficiente do solo |
| $S_d(T)$ | Espectro de cálculo |
| $S_e(T)$ | Espectro elástico |
| q_0 | Valor básico do coeficiente de comportamento |
| q | Coefficiente de comportamento |
| $G_{k,j}$ | Valor característico da ação permanente j |
| $Q_{k,i}$ | Valor característico de uma ação variável i |

Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício em Lisboa

| | |
|--------------|--|
| $Q_{k,1}$ | Valor característico da ação variável base |
| A_{Ed} | Valor de cálculo de uma ação sísmica |
| e_{oi} | Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i, perpendicular à direção de cálculo considerada |
| K_{θ} | Rigidez de torção |
| K_i | Rigidez lateral na direção i |
| l_s | Raio de giração da massa do piso em planta |
| CR_i | Representa a coordenada do centro de rigidez, segundo o eixo i |
| I_j | Inércia do elemento n em torno do eixo j |
| CM_i | Representa a coordenada do centro de massa, segundo o eixo i |
| M_{ai} | Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i |
| e_{ai} | Excentricidade acidentada massa do piso i |
| F_i | Força horizontal atuando no piso i |
| F_b | Força de corte na base |
| T_1 | Período de vibração fundamental |
| m | Massa total do edifício, acima da fundação |
| d_s | Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo, afetado pelo coeficiente de comportamento em deslocamento |
| q_d | Coeficiente de comportamento em deslocamento |
| d_e | Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo |

| | |
|----------------------|--|
| P_{tot} | Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado |
| V_{tot} | Força de corte sísmica total |
| d_r | Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos |
| ΔC_{dev} | Valor de aumento de recobrimento para ter em conta tolerâncias de execução |
| $C_{min,b}$ | Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência |
| $C_{min,dur}$ | Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais |
| $\Delta C_{dur,Y}$ | Margem de segurança |
| $\Delta C_{dur,st}$ | Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável |
| $\Delta C_{dur,add}$ | Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional |
| $l_{b,rqd}$ | Valor do comprimento de amarração de referência |
| f_{bd} | Tensão de rotura da aderência |
| f_{ctd} | Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração |
| $f_{ctk,0,05}$ | Quantilho de 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão |
| $A_{s,min}$ | Área de armadura mínima regulamentar |
| $A_{s,max}$ | Área de armadura máxima regulamentar |
| $s_{max,slabs}$ | Espaçamento máximo entre varões longitudinais em lajes |
| M_{Ed} | Momento fletor atuante de cálculo |
| M_{Rd} | Momento fletor resistente de cálculo |
| V_{Ed} | Esforço transversal atuante de cálculo |
| V_{Rd} | Esforço transversal resistente de cálculo |

Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício em Lisboa

M_{Rc} Momento fletor resistente de pilar concorrente no nó

M_{Rb} Momento fletor resistente de viga concorrente no nó

l_{cr} Extensão da zona crítica

Alfabeto grego

ε_{uk} Valor característico da extensão à tensão máxima

γ Valor médio da massa volúmica

γ_I Coeficiente de importância

β Coeficiente correspondente ao limite inferior do espetro de cálculo horizontal

θ Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

$\gamma_{G,j}$ Coeficiente parcial relativo à ação permanente j

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial relativo à ação variável base

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial relativo a uma ação variável i

ψ_0 Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

ψ_2 Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

ϕ Diâmetro do varão de aço

σ_{sd} Valor de cálculo da tensão na secção do varão

γ_c Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão

α_{ct} Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada

| | |
|----------------------|--|
| ρ_i | Taxa de armadura longitudinal |
| μ_ϕ | Fator de ductilidade em curvatura |
| ρ | Taxa de armadura longitudinal da zona tracionada |
| ρ' | Taxa de armadura longitudinal da zona comprimida |
| ρ_w | Taxa de armadura transversal |
| $\varepsilon_{sy,d}$ | Extensão de cálculo de cedência do aço |
| ν_d | Esforço normal reduzido |
| ω_{wd} | Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas |

1. Enquadramento Geral

1.1 Introdução

O presente trabalho apresenta o desenvolvimento do projeto de fundações e estrutura de um edifício de betão armado constituído por dois pisos enterrados, um piso térreo, e quatro pisos elevados, para habitação, segundo os critérios presentes nas normas Portuguesas NP EN 1990 a 1998 (**Eurocódigos**).

Pretende-se então nesta dissertação percorrer as etapas pelas quais passa o projecto de estruturas de um edifício, desde a definição da solução estrutural, com base na arquitetura, fase de pré-dimensionamento, dimensionamento, onde é também avaliado o comportamento dinâmico da estrutura e efetuada a verificação aos estados limites últimos e de serviço, até à fase final de pormenorização. O edifício em estudo é composto por duas caves, destinadas a estacionamento, um piso térreo, destinado a serviços, e quatro pisos elevados para habitação.

Devido a complexidade do projeto, sendo um facto que os programas de cálculo automático constituem uma ferramenta utilidade para a análise de estruturas, utilizou-se o programa tridimensional de elementos finitos, SAP2000, onde se desenvolveu o modelo do edifício, com a finalidade de analisar o seu comportamento.

Serão realizadas as análises do tipo modal e sísmica. Serão analisadas as frequências e fatores de participação de massa modal.

No que respeita à verificação do cumprimento dos requisitos da NP EN 1998-1 será verificado o estado limite último e o estado limite de utilização.

1.2 Organização do trabalho

No sentido de realizar um estudo por fases na procura de atingir os objetivos propostos, o trabalho desenvolvido encontra-se dividido em oito capítulos:

O **capítulo 1**, enquadramento geral, apresenta uma introdução ao que se pretende desenvolver no trabalho bem como uma breve análise da arquitetura, sendo também feita uma abordagem à definição do modelo estrutural. As dimensões e disposições dos elementos são descritas com pormenor.

No **capítulo 2** é feita uma abordagem aos critérios gerais de dimensionamento, nomeadamente da regulamentação, os materiais utilizados, as ações e as suas combinações, bem como dos recobrimentos adotados.

O **capítulo 3** consiste no pré-dimensionamento dos diversos elementos estruturais utilizando fórmulas simplificadas que permitam definir as dimensões dos elementos.

No **capítulo 4**, a seguir ao pré-dimensionamento, efetuou-se a modelação da estrutura no programa tridimensional de elementos finitos, SAP2000. É explicado neste capítulo como os elementos estruturais e as ações foram modelados, bem como as simplificações feitas. Ainda, no final deste capítulo, faz-se uma pequena abordagem de como validar o modelo estrutural.

O **capítulo 5**, correspondente a conceção estrutural, aborda os princípios básicos da conceção estrutural para a ação sísmica, define-se elementos sísmicos primários e secundários. A classificação estrutural e a definição do coeficiente de comportamento são temas abordados neste capítulo.

No **capítulo 6** aborda-se a análise sísmica do edifício. É feita uma análise modal por espectro de resposta, é verificada a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem, bem como a verificação de limitação de danos e o cálculo da abertura da junta sísmica.

O **capítulo 7** apresenta os fundamentos de cálculos para a verificação aos estados limites últimos e de utilização. São analisados e dimensionados os diversos elementos estruturais.

Por último, o **capítulo 8** é constituído pelas considerações finais.

1.3 Análise da arquitetura

O edifício, cujo projeto de estruturas constituiu o objetivo de trabalho da presente dissertação, localiza-se em Lisboa, e é constituído por dois pisos enterrados, um piso térreo, e quatro pisos elevados para habitação. Tanto em altura como em planta, as formas apresentam pequenas irregularidades, com pequenas variações na geometria dos pisos (ao nível dos pisos 0, 1, e do último piso) e altura entre pisos sem variações bruscas (excetuando o último piso).

Os dois pisos enterrados são destinados ao estacionamento de veículos ligeiros, localizando-se respetivamente às cotas de projeto -5,4m e -2,7m, com área de 1623m² e 1590m² respetivamente.

O piso térreo apresenta uma área de 1457,90m² à cota +0,00m, que inclui zonas destinadas a serviços.

Os pisos de acima do solo são destinados ao uso habitacional, com áreas de ocupação de 1423,5m², e cotas entre +3,90m e +19,90m.

O acesso entre pisos é assegurado pelas escadas e pelos elevadores.

Toda a arquitetura acima descrita, numa forma sumária, está devidamente representada nas peças desenhadas em anexo.

1.4 Condicionamentos principais

Partindo dos pressupostos ditados pelo projeto de arquitetura, o objetivo foi, nesta fase, criar uma solução estrutural funcional que pudesse satisfazer as exigências de segurança e conforto do edifício, sem alterações significativas do ponto de vista estético.

A atenção foi em primeiro lugar dirigida para as características arquitetónicas que são pontos importantes na tomada de decisões relativas à tipologia estrutural:

- Colocação, sempre que possível, dos pilares nas paredes divisórias;
- Necessidade de manter os lugares de estacionamento e respetivos espaços de acesso e circulação;
- Espessuras das paredes de contenção e da caixa de elevador igual ao projeto arquitetónico.

Tendo em conta todos os aspetos acima referidos, chegou-se à definição do modelo estrutural.

1.5 Definição do modelo estrutural

1.5.1 Lajes

A solução adotada prevê, para todos os pisos, com exceção do último, a execução de lajes fungiformes aligeiradas, com bandas e zonas maciças sobre os apoios. Para as zonas aligeiradas serão utilizados os moldes FG800 (Ferca 800) com dimensões de 0,80m x 0,80m entre eixos de nervura, com altura do vazio de 0,30m e 0,075m de espessura da lâmina de betão, perfazendo uma altura total de 0,375m. Na figura seguinte está representada as características do molde FG800.

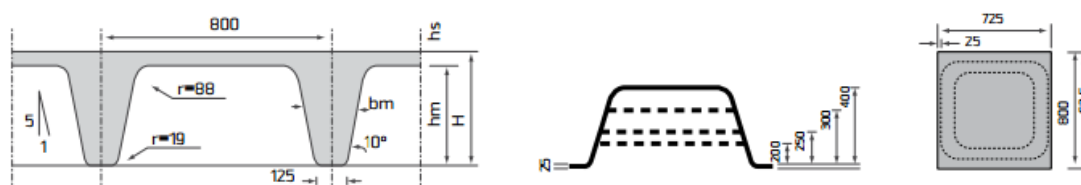


Figura 1.1-Molde FG800 para laje fungiforme aligeirada.

Como foi referido anteriormente, na zona junto aos apoios existem um maciçamente, com o objetivo de aumentar a resistência da laje ao elevado esforço transversal que se verifica nessas zonas (punção), como mostra a figura seguinte:

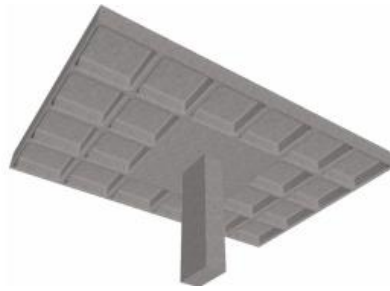


Figura 1.2-Maciçamente da laje fungiforme aligeirada junto ao apoio.

Em toda a bordadura das lajes (fungiforme aligeirada), existem bandas maciças. Estas representam a altura de um bloco de cofragem de 0,375m.

Para a laje do último piso, optou-se pela execução de uma laje vigada de espessura constante de 0,20m.

1.5.2 Vigas

Em todas as lajes fungiformes aligeiradas existem vigas de bordadura, por forma a eliminar os problemas de punçoamento junto aos apoios periféricos, bem como melhorar o comportamento da laje quando sujeita à ação sísmica. Tais vigas apresentam uma largura de 0,30m e altura de 0,60m.

1.5.3 Pilares e paredes

A adoção desses elementos fez-se de uma forma criteriosa, de modo, a interferirem o menos possível com o projeto arquitetónico. Numa primeira abordagem, nas zonas periféricas, optou-se por colocar esses elementos nas paredes não estruturais. Depois de fazer uma análise modal, constatou-se que o modo fundamental representava a torção, pelo que houve a necessidade de reorientar as secções dos mesmos, chegando a configuração representada na figura seguinte:

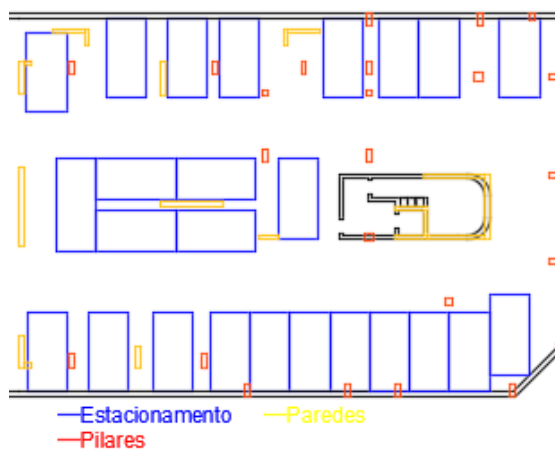


Figura 1.3-Configuração dos pilares e paredes na fundação.

1.5.4 Fundações

As sapatas são superficiais, assentes em solo compacto com uma tensão máxima admissível de 300kPa.

Os muros de contenção possuem uma espessura de 0,30m, como sugerido no projeto arquitetónico. A altura dos muros vai desde a cota -5,40m a cota +0,00m.

2. Critérios gerais de dimensionamento

2.1 Regulamentação

A regulamentação, na qual se baseou o desenvolvimento do presente trabalho, é constituído pelo seguinte conjunto de Eurocódigos estruturais:

- **NP EN 1990:2009** – Bases para o projeto de estruturas;
- **NP EN 1991-1-1:2009** – Ações em estruturas (ações gerais);
- **NP EN 1992-1-1:2010** – Projeto de estruturas de betão (regras gerais e regras para edifícios);
- **NP EN 1997-1:20120** – Projeto geotécnico (regras gerais);
- **NP EN 1998-1:2010** – Projeto de estruturas para resistência aos sismos (regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios);

2.2 Materiais

A resistência do edifício será garantida por uma estrutura de betão armado. Neste tipo de estrutura é necessário ter em atenção não só a interação entre o aço e o betão, mas também a interação entre betão armado e meio envolvente. Para efetuar uma correta definição dos materiais começou-se por realizar um levantamento das restrições existentes na regulamentação. A NP EN 1998-1-1 impõe no art.º 5.3.2 a obrigatoriedade de utilizar aços da classe B ou C, segundo a classificação existente no Anexo C da NP EN 1992-1-1, em elementos estruturais classificados como primários. Nas estruturas de ductilidade média (classe DCM) a NP EN 1998-1-1 obriga ainda a utilização de varões nervurados na zona crítica dos elementos principais exceto em estribos fechados (art.º 5.4.1.1(2)P). De acordo com o art.º 5.4.1.1(1)P da NP EN 1998-1-1 deve-se utilizar betão da classe C16/20 ou superior nos elementos sísmicos primários. Após analisadas as condicionantes impostas pelos regulamentos em relação à escolha dos materiais, indica-se de seguida as características dos materiais adotados:

2.2.1 Betão

Os requisitos de durabilidade do betão devem ser especificados de acordo com a Norma NP EN 206-1:2005. A especificação é efetuada em função das classes de exposição ambiental de acordo com o definido na Especificação LNEC E464 a qual integra o Anexo Nacional da NP206.

Analisando os elementos que compõem a estrutura do edifício verifica-se que os elementos exteriores se encontram em ambiente predominantemente seco, pelo que devem ser classificados como pertencentes à classe de exposição XC1. Por fim, os elementos em contacto direto com o

terreno, nomeadamente fundações e paredes de contenção, encontram-se sujeitos ao contacto prolongado com água, pelo que se adota a classe de exposição XC2 para estes elementos.

Visto que a estrutura será composta por materiais correntes, optou-se pela utilização de um cimento do tipo CEM II/B – “Cimento Portland de Calcário”, segundo a notação existente na NP EN 197-1.

Para determinar a classe de resistência mínima do betão e a respetiva composição, recorreu-se ao Quadro 6 da E 464 -2007 (ver Tabela 2.1).

Tabela 2.1-Limites da composição e da classe da resistência do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos

| Tipo de cimento | CEM I (Referência); CEM II/A ⁽¹⁾ | | | | CEM II/B ⁽¹⁾ ; CEM III/A ⁽²⁾ ; CEM IV/A ⁽²⁾ ; CEM V/A ⁽²⁾ | | | |
|---|---|-------------------|-------------------|-------------------|---|-------------------|-------------------|-------------------|
| | XC1 | XC2 | XC3 | XC4 | XC1 | XC2 | XC3 | XC4 |
| Mínimo recobrimento nominal (mm) | 25 | 35 | 35 | 40 | 25 | 35 | 35 | 40 |
| Máxima razão água/cimento | 0,65 | 0,65 | 0,6 | 0,6 | 0,65 | 0,65 | 0,55 | 0,55 |
| Mínima dosagem de cimento, C (kg/m ³) | 240 | 240 | 280 | 280 | 260 | 260 | 300 | 300 |
| Mínima classe de resistência | C25/30 LC25/28 | C25/30 LC25/28 | C30/37 LC30/33 | C30/37 LC30/33 | C25/30 LC25/28 | C25/30 LC25/28 | C30/37 LC30/33 | C30/37 LC30/33 |

⁽¹⁾ Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W, respetivamente.
⁽²⁾ Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland, em massa.

Analisando a Tabela 2.1, conclui-se que se deve recorrer a um betão da classe de resistência C25/30 ou superior, sendo que, utilizou-se um betão da classe C30/37, com uma relação água/cimento máxima de 0,65, uma dosagem mínima de cimento de 260 kg/m³. Por forma a permitir uma adequada betonagem e compactação dos elementos adota-se uma classe de abaixamento S3 para todos os elementos. Sempre que necessário deve-se recorrer ao betão da classe C12/15 para efetuar a regularização. Na tabela que se segue apresenta-se em forma de síntese as características do betão:

Tabela 2.2-Características do Betão C30/37

| Material | Características | γ_c |
|--------------|---------------------------------|------------|
| Betão C30/37 | f_{ck} [MPa] | 30 |
| | f_{cd} [MPa] | 20 |
| | f_{cm} [MPa] | 38 |
| | f_{ctm} [MPa] | 2,9 |
| | E_{cm} [GPa] | 33 |
| | γ_c [kN/m ³] | 24 |

2.2.2 Aço

O aço a utilizar será o A400 NR SD.

Na Tabela 2.3 está representada as características do aço a utilizar.

Tabela 2.3- Características do Aço A400NR SD

| Material | Características | | γ_c |
|----------------|---------------------------------|-----|------------|
| Aço A400 NR SD | f_{yk} [MPa] | 400 | 1,15 |
| | f_{yd} [MPa] | 348 | |
| | E_s [GPa] | 200 | |
| | γ_c [kN/m ³] | 77 | |

2.3 Características do terreno

Na ausência de informações geotécnicas e, de modo a obter o módulo de deformabilidade do terreno, admitiu-se um valor de 30 pancadas relativamente ao Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT). No Quadro 3.1 da NP EN 1998-1 e, para um terreno do tipo C (areia compacta ou medianamente compacta), o número de pancadas para o ensaio SPT situa-se entre 15 a 30, daí a escolha do valor $N_{SPT}=30$ pancadas.

Através do número de pancadas e, recorrendo á tabela (ver anexo 2), foi possível determinar as características do terreno (ver Tabela 2.4).

Tabela 2.4- Características do terreno

| Material | Características | |
|----------|------------------------------|----|
| Terreno | N_{SPT} [pancadas/30cm] | 30 |
| | E [MPa] | 80 |
| | ϕ' [Graus] | 38 |

Em que:

E Módulo de deformabilidade do terreno;

ϕ' ângulo de atrito interno.

2.4 Ações

Para proceder a definição das ações a utilizar no projeto estrutural, recorreu-se ao disposto na Norma NP EN 1991-1-1, assim como as tabelas técnicas adequadas e as medições efetuadas no projeto arquitetónico.

2.4.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes resultam de dois conjuntos de ações, sendo o primeiro composto exclusivamente pelo peso próprio da estrutura, e o segundo conjunto designado por restante carga permanente, sendo composto pelos materiais não estruturais nomeadamente alvenaria e revestimentos.

Os pesos das alvenarias e revestimentos encontram-se nas Tabela 2.5 e Tabela 2.6 respetivamente.

Tabela 2.5-Cargas distribuídas de paredes interiores e exteriores

| Piso | Altura do Piso [m] | Espessura da Parede Interior [m] | Peso da Parede Divisória [kN/m ²] | Espessura da Parede Exterior [m] | Peso da Parede Exterior [kN/m ²] | Carga Distribuída no Piso [kN/m ²] | Carga Linear Sobre Vigas Exteriores [kN/m] |
|---------|--------------------|----------------------------------|---|----------------------------------|--|--|--|
| Piso -2 | 2,7 | - | - | - | - | - | - |
| Piso -1 | 2,7 | 0,25 | 2,5 | 0,25 | 2,6 | 2,0 | 7,0 |
| Piso 0 | 3,9 | 0,15 | 1,8 | 0,3 | 3 | 2,1 | 11,7 |
| Piso 1 | 3,0 | 0,15 | 1,8 | 0,3 | 3 | 1,6 | 9,0 |
| Piso 2 | 3,0 | 0,15 | 1,8 | 0,3 | 3 | 1,6 | 9,0 |
| Piso 3 | 3,3 | 0,15 | 1,8 | 0,3 | 3 | 1,8 | 9,9 |
| Piso 4 | 3,3 | 0,15 | 1,8 | 0,3 | 3 | 1,8 | 9,9 |
| Piso 5 | 4,15 | 0,15 | 1,8 | 0,25 | 2,5 | 2,2 | 10,4 |

Tabela 2.6-Ações permanentes

| Ações Permanentes | | Valor | Unidade | γ |
|---------------------------|---|------------|-------------------|----------|
| Peso Próprio | Peso Volúmico do Betão Armado | 25,0 | kN/m ³ | 1,35 |
| | Peso Volúmico do Terreno | 21,0 | kN/m ³ | |
| Restante Carga Permanente | Revestimentos dos Pisos | 1,5 | kN/m ² | |
| | Revestimento da Cobertura | 2,0 | kN/m ² | |
| | Carga Distribuída de Paredes Interiores | 1,5 á 3,7 | kN/m ² | |
| | Carga Linear de Paredes Exteriores | 7,0 á 11,7 | kN/m | |

A alvenaria interior foi simulada através da aplicação de uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento.

2.4.2 Sobrecargas

Os valores adotados para a sobrecarga nos pisos de habitação, escadas e varandas foram definidos de acordo com os Quadros 6.1 e 6.2 da NP EN 1991-1-1. Para determinar a sobrecarga da cobertura começou-se por classificar a acessibilidade da cobertura com base no Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, tendo-se adotado a Categoria H, ou seja, cobertura apenas acessível para operações de

manutenção e reparação correntes. Classificada a cobertura recorreu-se quadro 6.10 do mesmo regulamento para determinar o valor da sobrecarga.

A sobrecarga dos pisos reservados ao estacionamento foi obtida a partir do Quadro 6.8 da NP EN 1991-1-1, tendo-se adotado pela Categoria de veículos F, ou seja, veículos com um peso bruto menor ou igual a 30kN.

Na Tabela 2.7 indicam-se os valores das sobrecargas de utilização do edifício, bem como os coeficientes de combinação (ψ_0 , ψ_1 e ψ_2), os quais foram definidos através do quadro A1.1 da NP EN 1990 e Quadro 6.1 da NP EN 1991-1-1.

Tabela 2.7-Ações variáveis e os coeficientes de combinação

| Ações Variáveis | Categoria | Valor | Unidade | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 | γ |
|-----------------|--------------------------------------|-------|-------------------|----------|----------|----------|----------|
| Sobrecargas | A (Pavimentos) | 2 | kN/m ² | 0,7 | 0,5 | 0,3 | 1,5 |
| | A (Escadas) | 3 | kN/m ² | | | | |
| | A (Varandas) | 5 | kN/m ² | 0,7 | 0,7 | 0,6 | |
| | D1 (Lojas) | 4 | kN/m ² | | | | |
| | F (Estacionamento Veículos Ligeiros) | 2,5 | kN/m ² | 0,7 | 0,7 | 0,6 | |
| | H (Coberturas não Acessíveis) | 1 | kN/m ² | 0 | 0 | 0 | |

2.4.3 Ação sísmica

A definição da ação sísmica é um processo de maior complexidade em comparação com a definição das ações variáveis e permanentes. A Norma que define a ação sísmica, a qual se aplica ao projeto e à construção de edifícios em regiões sísmicas, trata-se da NP EN 1998-1. De acordo com o art.º 1.1.1 (1) da NP EN 1998-1, as estruturas devem ser projetadas de forma a garantirem requisitos fundamentais em caso de sismo, nomeadamente:

- Limitação de danos;
- Proteção das vidas humanas;
- Estruturas importantes para a proteção civil devem permanecer operacionais.

Para concretizar esses requisitos, deve-se garantir duas exigências fundamentais de desempenho:

- **Exigências de Não Colapso**

No caso da ocorrência de um sismo raro (baixa probabilidade de ocorrência) as estruturas não devem colapsar (parcial ou globalmente) e deverão apresentar uma capacidade residual de resistência após o sismo. Com este requisito pretende-se garantir a proteção de vidas humanas e limitar os danos graves.

A ação a considerar corresponde à ação sísmica de projeto com uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, sendo equivalente a um período de retorno de 475 anos.

- **Exigências de Limitação de Danos**

No caso da atuação de um sismo com maior probabilidade de ocorrência que o sismo de projeto, os danos na construção devem ser limitados. Embora se admitam danos, os custos relativos à sua reparação e à limitação do uso da construção não devem ser muito elevados. Com este requisito pretende-se evitar danos estruturais e limitar os danos em elementos não estruturais.

A ação a considerar corresponde à ação sísmica “frequente” ou de “serviço” com uma probabilidade de ocorrência de 10% em 10 anos, sendo equivalente a um período de retorno de 95 anos. Esta ação sísmica é quantificada no Anexo Nacional da NP EN 1998-1, correspondendo a 40% da ação sísmica de projeto Tipo 1 e 55% da ação sísmica de projeto Tipo 2.

Zonamento sísmico do território

Portugal situa-se no interior da placa euro-asiática, mas muito próximo da placa africana. Portugal está numa zona de transição entre uma região intraplaca e uma região de fronteira. Esta é responsável por deformações tectónicas geradoras de atividade sísmica, aumentando esta de norte para sul.

Na NP EN 1998-1 encontram-se definidos dois tipos de ação sísmica, denominados por Ação Sísmica do Tipo 1 e Ação Sísmica do Tipo 2. O Anexo Nacional NA-3.2.2.1(4) da NP EN 1998-1, obriga à consideração dos dois tipos de ação sísmica para o dimensionamento de estruturas em Portugal Continental, mas apenas obriga à consideração da Ação Sísmica Tipo 1 para o arquipélago da Madeira e à consideração da Ação Sísmica Tipo 2 para o arquipélago dos Açores. Este zonamento é visível na Figura 2.1.

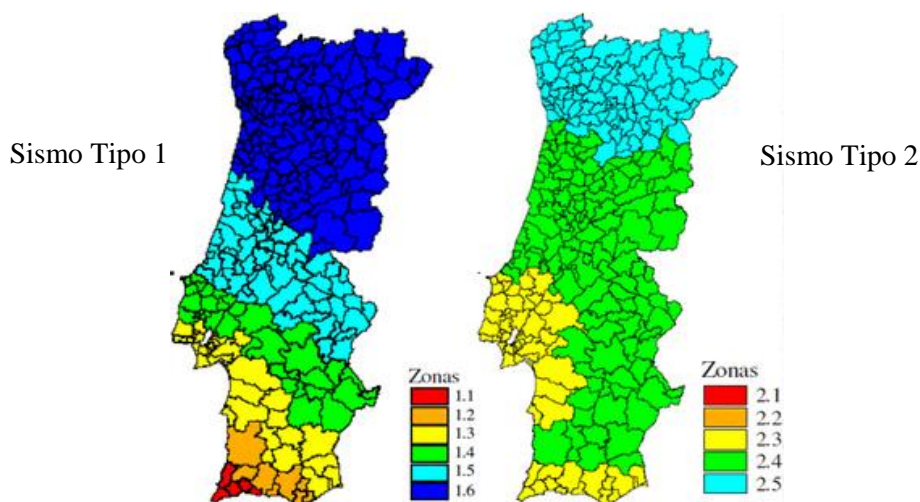


Figura 2.1-Zonamento sísmico em Portugal Continental

A Ação Sísmica Tipo 1 encontra-se associada à falha que separa as placas tectónicas Europeia e Africana e origina a ação sísmica interplacas por ter origem na zona de contacto das mesmas. Esta ação sísmica está geralmente associada a sismos de magnitude elevada, com maior duração, predominância de baixas frequências e grande distância focal. Pelo contrário, a Ação Sísmica Tipo 2 está associada a sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores, pelo que se designa por ação sísmica intraplacas. Este tipo de ação sísmica é caracterizado por sismos de magnitude moderada, menor duração, predominância de frequências elevadas e pequena distância focal.

De acordo com o art.º 3.2.1(2) da NP EN 1998-1, a sismicidade é descrita por um único parâmetro, isto é, o valor de referencia da aceleração na base num terreno do tipo A (rocha), a_{gR} . Esta grandeza é definida como sendo a máxima aceleração absoluta obtida para a componente do movimento sísmico numa determinada direção. Para períodos de retorno que não o de referencia, o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância, γ_f :

$$a_g = \gamma_f \cdot a_{gR} \quad (2.1)$$

Em Portugal as situações em que $a_g S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$ $0,1g$, para ambos os tipos de ação sísmica, não é necessário respeitar as disposições da NP EN 1998-1, por serem considerados casos de baixa sismicidade.

Assim sendo, para a cidade de Lisboa, os valores da aceleração de referência, para as duas ações sísmicas são as que constam na Tabela 2.8.

Tabela 2.8-Aceleração de referência para Lisboa (ação sísmica tipo 1 e ação sísmica tipo 2)

| | Zona Sísmica | Aceleração a_{gR} [m/s ²] |
|---------------------|--------------|---|
| Ação Sísmica Tipo 1 | 1,30 | 1,50 |
| Ação Sísmica Tipo 2 | 2,30 | 1,70 |

Componente horizontal da ação sísmica

Para a definição das componentes horizontais da ação sísmica o art.º 3.2.2.5 da NP EN 1998-1, prescreve a utilização das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d \cdot T = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d T = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.3)$$

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

$$T_D \leq T : S_d T = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.5)$$

Com:

$a_g = \lambda_f \cdot a_{gR}$ valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

λ_f coeficiente de importância;

S Coeficiente do solo;

T Período de vibração de um sistema linear 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;

$S_d T$ Espectro de cálculo;

q Coeficiente de comportamento;

β Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. Toma o valor recomendado de 0,2.

Coeficiente de importância, λ_f

Na NP EN 1998-1 foi introduzido o conceito de Classe de Importância a qual pretende distinguir as diferentes categorias de edifícios com base no tipo de ocupação e na importância que estes apresentam para as operações de socorro após um evento sísmico. Existem quatro classes de importância (Quadro 4.3 da NP EN 1998-1), as quais se encontram diretamente relacionadas com os coeficientes de importância através do Anexo Nacional (Quadro NA.II da NP EN 1998-1).

O edifício em estudo pertence à *Classe de Importância II*, “Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.” Os valores do coeficiente de importância, associado à classe de importância II, para um edifício localizado no continente (Lisboa), são os que constam na Tabela 2.9.

Tabela 2.9-Coeficientes de importância

| | Coeficiente de Importância |
|---------------------|----------------------------|
| Ação Sísmica Tipo 1 | 1,00 |
| Ação Sísmica Tipo 2 | 1,00 |

Coeficiente de solo, S, e os parâmetros T_B, T_C e T_D

Os parâmetros T_B, T_C, T_D e S acima indicados dependem do tipo de solo, sendo classificados como parâmetros de definição nacional a estabelecer no anexo nacional de cada país. No Quadro 3.1 da NP EN 1998-1 identificam-se os diversos tipos de solos.

O edifício em estudo situa-se em Lisboa, apresentando um solo classificado como Tipo C segundo o Quadro 3.1 da NP EN 1998-1.

De acordo com o art.º NA-3.2.2.2(2)P da NP EN 1998-1, o valor de coeficiente de solo, S, pode ser determinado através de:

$$\begin{cases} \text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 & S = S_{\max} \\ \text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 & S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} a_g - 1 \\ \text{para } a_g < 4 \text{ m/s}^2 & S = 1,0 \end{cases} \quad (2.6)$$

Os valores do parâmetro S_{\max} (ver Tabela 2.10) encontram-se nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3 da NP EN 1998-1.

Tabela 2.10-Valores dos parâmetros que definem os espectros de resposta

| | Tipo de Terreno | S_{\max} | T _B [s] | T _C [s] | T _D [s] |
|---------------------|-----------------|------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Ação Sísmica Tipo 1 | C | 1,6 | 0,1 | 0,6 | 2,0 |
| Ação Sísmica Tipo 2 | C | 1,6 | 0,1 | 0,25 | 2,0 |

Para que seja possível proceder ao traçado do espectro de cálculo, há que definir o valor do coeficiente de comportamento, q , pelo que, a sua determinação será abordada no subcapítulo 5.4.

Na Tabela 2.11 apresenta-se um resumo dos parâmetros relevantes para a definição do espectro de resposta de cálculo.

Tabela 2.11-Resumo dos parâmetros relevantes para a definição dos espectros de resposta de cálculo

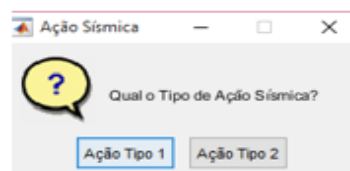
| | Ação Sísmica | |
|----------------------------------|--------------|--------|
| | Tipo 1 | Tipo 2 |
| Localização | Lisboa | |
| Zona | 1.3 | 2.3 |
| Tipo Terreno | C | |
| Classe de Importância | II | |
| Υ_f [m/s ²] | 1,0 | 1,0 |
| a_{gR} [m/s ²] | 1,5 | 1,7 |
| a_g [m/s ²] | 1,5 | 1,7 |
| T_B [s] | 0,1 | 0,1 |
| T_C [s] | 0,6 | 0,25 |
| T_D [s] | 2,0 | 2,0 |
| S | 1,5 | 1,46 |
| S_{max} | 1,6 | 1,6 |
| β | 0,2 | 0,2 |
| q | 2,4 | |

Para representar graficamente os espectros, desenvolveu-se uma rotina de cálculo no software Matlab. Através desta rotina a representação destas, torna-se mais fácil e intuitivo. De seguida, apresentar-se-á através de imagens representadas na Figura 2.2 os passos para obtenção dos espectros elásticos e de cálculo.

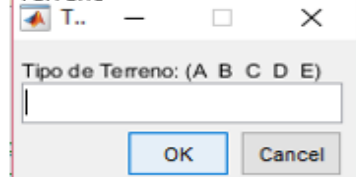
1º Passo-Escolha da Região Sísmica



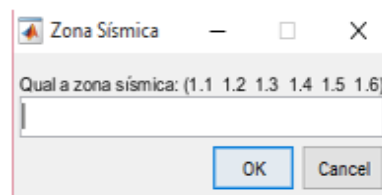
2º Passo-Escolha do Tipo de Ação Sísmica



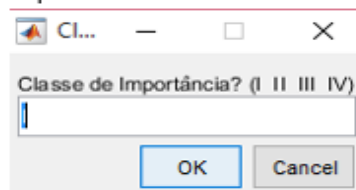
3º Passo-Escolha do Tipo de Terreno



4º Passo-Escolha da Zona Sísmica



5º Passo-Escolha da Classe de Importância



5º Passo-Escolha do Coeficiente de Comportamento

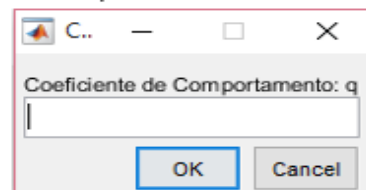


Figura 2.2-Ronita de cálculo para representação dos espectros elásticos e de cálculos

Como se pode constatar, essa rotina permite obter os espectros tanto para o Continente, como para os Açores.

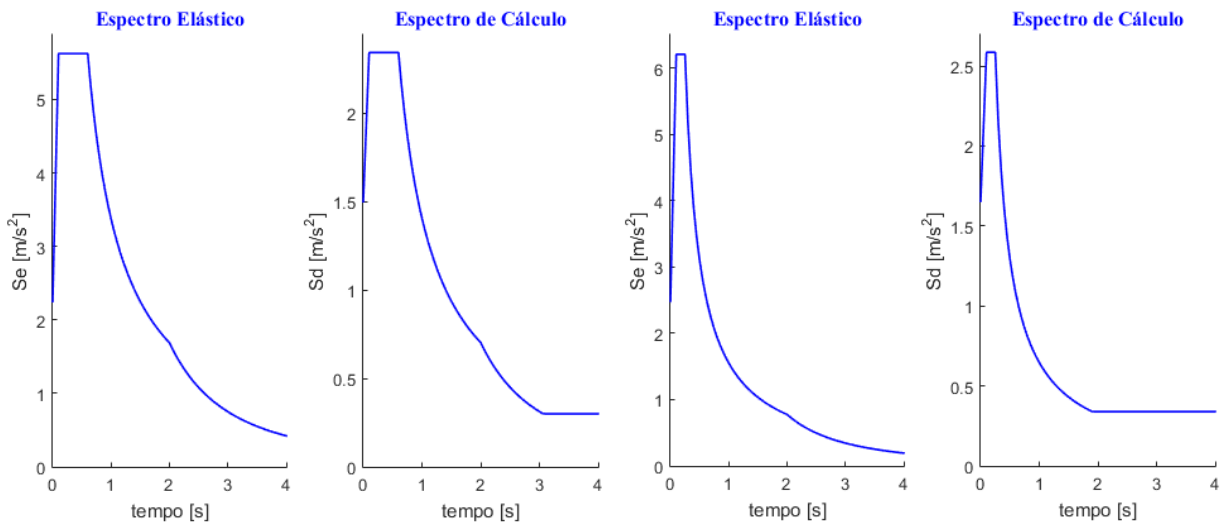


Figura 2.3-Espectro elástico e de cálculo para a ação sísmica tipo 1

Figura 2.4-Espectro elástico e de cálculo para a ação sísmica tipo 2

2.4.4 Combinação de ações

Para verificar a segurança estrutural e proceder ao dimensionamento de um edifício deve-se então considerar as várias combinações de ações preconizadas pelos regulamentos, quer para os estados limites últimos, quer para os estados limites de utilização e, de acordo com as combinações mais condicionantes, proceder ao seu dimensionamento e respetivas verificações de segurança.

Para o dimensionamento da estrutura recorreu-se às combinações de ações preconizadas na NP EN 1990:

Estados Limites Últimos – Combinação Fundamental (art.º 6.4.3.2 da NP EN 1990)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i} \quad (2.7)$$

O art.º 3.2.4 da NP EN 1998-1 remete para o artigo 6.4.3.4 da NP EN 1990 a combinação de ações a considerar para a ação sísmica como ação variável de base, sendo esta combinação expressa da seguinte forma:

Estados Limites Últimos – Ação Sísmica (art.º 6.4.3.4 da NP EN 1990)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.8)$$

Sendo A_{Ed} , o valor de projeto da ação sísmica e é combinada com as outras ações através de oito combinações, ou seja, é combinada para cada tipo de ação sísmica e para a direção horizontal em todos os sentidos, de acordo com as seguintes expressões:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (2.9)$$

$$E_{Edx} - 0,30E_{Edy} \quad (2.10)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2.11)$$

$$0,30E_{Edx} - E_{Edy} \quad (2.12)$$

Onde, E_{Edx} e E_{Edy} representam os esforços devido à aplicação da ação sísmica segundo as direções ortogonais X e Y respetivamente.

Estados Limites de Serviço – Combinação Quase-Permanente (art.º 6.5.3(c) da NP EN 1990)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.13)$$

Um outro aspeto a ter em consideração e estipulado pela NP EN 1998-1, prende-se com os efeitos de inércia da ação sísmica que devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (2.14)$$

Sendo $\Psi_{E,i}$ o coeficiente de combinação para a ação variável i que tem em conta a possibilidade das cargas $Q_{k,i}$ não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo. Estes coeficientes também poderão cobrir o efeito de uma participação reduzida das massas no movimento da estrutura devida à ligação não rígida entre elas (artigo 3.2.4 da EN 1998-1).

O coeficiente $\Psi_{E,i}$ é determinado pela expressão (2.15) (expressão (4.2) NP EN 1998-1), sendo os valores de φ , obtidos do Quadro 4.2 da NP EN 1998-1 (Anexo 1.b)).

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (2.15)$$

Os coeficientes parciais foram definidos com base no Quadro A.1.2(B) da NP EN 1990:

| | |
|------------|------|
| γ_G | 1,35 |
| γ_Q | 1,50 |

2.5 Recobrimento de armaduras

A NP EN no art.º 4.4.1.2 estabelece o recobrimento mínimo (c_{min}) que deve ser adotado de forma a assegurar a transmissão eficaz das forças de aderência, a proteção do aço contra a corrosão e uma adequada resistência ao fogo, o qual é determinado através da aplicação da seguinte expressão:

$$C_{min} = \max C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10mm \quad (2.16)$$

sendo:

$C_{min,b}$ Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;

$C_{min,dur}$ Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;

$\Delta C_{dur,\gamma}$ Margem de segurança. Uma vez que não é especificado no Anexo Nacional, toma-se o valor recomendado de 0 mm;

$\Delta C_{dur,st}$ Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável. Uma vez que não é aplicável, toma-se o valor de 0 mm;

$\Delta C_{dur,add}$ Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional. Uma vez que não é aplicável, toma-se o valor de 0 mm.

Tendo em conta as simplificações, a expressão anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$C_{min} = \max C_{min,b}; C_{min,dur}; 10mm \quad (2.17)$$

Uma vez que a classificação da estrutura em estudo é do tipo **S4** (quadro 2.1 da NP EN 1990) e o betão a utilizar é do tipo C30/37, através do quadro 4.4N da NP EN 1992-1-1, é possível determinar o valor do recobrimento mínimo, $C_{min,dur}$. O valor a utilizar para as classes de exposição XC1 e XC2 são 15mm e 25mm respetivamente. No entanto, o quadro 4.3N do mesmo regulamento permite efetuar reduções na classe de exposição dos elementos o que origina uma diminuição do recobrimento mínimo. O valor de $C_{min,b}$ é definido de acordo com o quadro 4.2 da NP EN 1992-1-1. O recobrimento nominal, C_{nom} , a ser especificado nos desenhos, é determinado de acordo com o art.º 4.4.1.1(2)P da EN NP 1992-1-1, e é definido como o recobrimento mínimo, C_{min} , mais uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução, Δc_{dev} .

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.18)$$

Em que:

Δc_{dev} Valor de aumento de recobrimento para ter em conta tolerâncias de execução. Na NP ENV 13670-1 encontra-se especificado o valor de $\Delta c_{dev} = 10mm$.

Na Tabela 2.12 apresenta-se os cálculos relativamente aos recobrimentos nominais.

Tabela 2.12-Valores de recobrimentos nominais

| Elementos | Classe de Exposição | $C_{min,b}$ [mm] | $C_{min,dur}$ [mm] | C_{min} [mm] | C_{nom} [mm] |
|---------------------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|-------------------|-------------------|
| Lajes, Vigas, Paredes e Pilares | XC1 | 12 | 15 | 15 | 25 |
| | | 16 | | 16 | 26 |
| | | 20 | | 20 | 30 |
| Fundações/Muro de Contenção | XC2 | 12 | 25 | 25 | 35 |
| | | 16 | | 25 | 35 |
| | | 20 | | 25 | 35 |
| | | 25 | | 25 | 35 |

2.6 Distância entre varões

Segundo o disposto no art.º 8.2 da NP EN 1992-1-1, a distância entre varões deve permitir uma betonagem e uma compactação do betão satisfatórias e assegurar adequadas condições de aderência. Assim sendo, a distancia entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões não deve ser inferior a:

$$d = \max \quad k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20mm \quad (2.19)$$

Em que ϕ é o diâmetro do varão em mm, d_g a dimensão máxima do agregado (adotou-se 25mm) e k_1 e k_2 tomam os valores recomendados de 1 e 5mm respetivamente.

Aplicando a expressão (2.20), determinam-se as distancias mínimas entre varões:

$$d = \max \quad \phi \leq 25; 25 + 5; 20mm = 30mm \quad (2.20)$$

2.7 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

Segundo o art.º 8.3 da NP EN 1992-1-1, o diâmetro mínimo de dobragem de varões, $\phi_{m,min}$ encontra-se limitado de forma a evitar o aparecimento de fendas no varão assim como a rotura do betão no interior da curva do varão. O diâmetro mínimo de dobragem é dado pela expressão:

$$\phi_{m,\min} = \begin{cases} 4\phi & \text{se } \phi \leq 16\text{mm} \\ 7\phi & \text{se } \phi > 16\text{mm} \end{cases} \quad (2.21)$$

Aplicando a expressão anterior obtém-se os seguintes diâmetros mínimos de dobragem de varões:

Tabela 2.13-Diâmetros mínimos de dobragem de varões.

| ϕ [mm] | ϕ_{\min} [mm] |
|-------------|--------------------|
| 6 | 24 |
| 8 | 32 |
| 10 | 40 |
| 12 | 48 |
| 16 | 64 |
| 20 | 140 |
| 25 | 175 |
| 32 | 224 |

2.8 Comprimentos de amarração

Considere-se um varão de aço embebido, num determinado comprimento, no interior de um bloco de betão, conforme ilustrado na figura seguinte (Appleton, 2013).

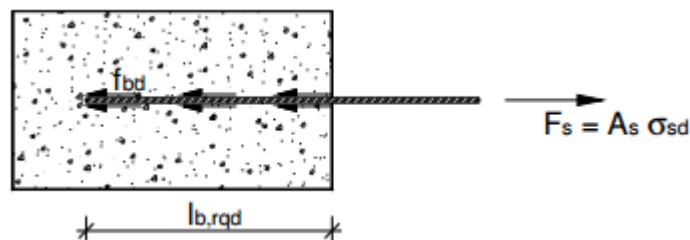


Figura 2.5-Comprimento de amarração.

Em que f_{bd} é a tensão de aderência.

O comprimento de amarração dos varões tem por objetivo assegurar a transmissão de forças do varão para o betão através das forças de aderência, ou seja, é o comprimento necessário $l_{b,rqd}$ para que, quando o varão for submetido a uma força de tração, não haja escorregamento entre os dois materiais. Deste modo, obtém-se:

$$F_{Rc} \geq F_s \Leftrightarrow A_c \cdot f_{bd} \geq F_s \quad (2.22)$$

Sendo $A_c = \pi \cdot \phi \cdot l_{b,rqd}$ e representa a área de betão em contacto com a armadura.

$$A_c \cdot f_{bd} \geq F_s \Leftrightarrow \pi \cdot \phi \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd} = A_s \cdot \sigma_{sd} \Rightarrow \pi \cdot \phi \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_{sd} \quad (2.23)$$

Sendo o comprimento de amarração base dado por (art.º 8.4.3(2) da NP EN 1992-1-1):

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (2.24)$$

Em que σ_{sd} é o valor de cálculo da tensão na secção da vara a partir da qual é medido o comprimento de amarração, e que a tensão de rotura da aderência, f_{bd} , segundo o art.º 8.4.2(2) da NP EN 1992-1-1 é dada por:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (2.25)$$

Em que:

f_{ctd} representa o valor de cálculo da resistência do betão à tração;

η_1 é um coeficiente que depende da qualidade da aderência e da posição do varão durante a betonagem (1,0 para boas condições de aderência e 0,7 para as outras condições de aderência);

η_2 é um coeficiente que depende do diâmetro do varão (1,0 para $\phi \leq 32mm$ e $\eta_2 = 132 - \phi / 100$ para $\phi \geq 32mm$).

o valor de cálculo da resistência do betão à tração, f_{ctd} , é dado segundo o art.º 3.1.6(2) da NP EN 1992-1-1, por:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (2.26)$$

Em que:

$f_{ctk,0,05}$ Quantilho de 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão. De acordo com o quadro 3.1 presente no art.º 3.1.3 d NP EN 1992-1-1, para betão C30/37, $f_{ctk,0,05}$ toma o valor de 2,0 MPa;

α_{ct} Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. Valor adotado 1,0.

Admitindo $\sigma_{sd} = 400\text{MPa}$ obtém-se os seguintes valores de comprimento de amarração de referência:

Tabela 2.14-Comprimento de amarração de referencia.

| Φ [mm] | f_{ctd} [MPa] | f_{bd} [MPa] | $l_{b,rqd}$ [m] |
|-------------|-----------------|----------------|-----------------|
| 8 | 1,333 | 2,100 | 0,381 |
| 10 | | | 0,476 |
| 12 | | | 0,571 |
| 16 | | | 0,762 |
| 20 | | | 0,952 |
| 25 | | | 1,190 |

O comprimento de amarração necessário l_{bd} é dado segundo o art.º 8.4.4(1) da NP EN 1992-1-1, por:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (2.27)$$

Os valores de α são determinados usando o quadro 8.2 da NP EN 1992-1-1. Adotou-se o valor de 1,0 para todos.

Os valores de $l_{b,min}$ são dados por:

$$l_{b,min} = \begin{cases} \max 0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm} & \text{para amarrações de varões tracionados} \\ \max 0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm} & \text{para amarrações de varões comprimidos} \end{cases}$$

Na tabela seguinte apresenta-se os valores do comprimento de amarração.

Tabela 2.15-Comprimento de amarração.

| Φ [mm] | Varões tracionados | | Varões comprimidos | | l_{bd} [m] |
|-------------|---------------------|-----------------|---------------------|-----------------|--------------|
| | $0,3l_{b,rqd}$ [mm] | $l_{b,min}$ [m] | $0,6l_{b,rqd}$ [mm] | $l_{b,min}$ [m] | |
| 8 | 114 | 0,114 | 229 | 0,229 | 0,381 |
| 10 | 143 | 0,143 | 286 | 0,286 | 0,476 |
| 12 | 171 | 0,171 | 343 | 0,343 | 0,571 |
| 16 | 229 | 0,229 | 457 | 0,457 | 0,762 |
| 20 | 286 | 0,286 | 571 | 0,571 | 0,952 |
| 25 | 357 | 0,357 | 714 | 0,714 | 1,190 |

Ainda o art.º 5.6.1(2)P da NP EN 1998-1 acrescenta que a armadura transversal utilizada em vigas, pilares e paredes deve ser amarrada através de um ângulo de 135° e de uma extensão reta de $10d_{bw}$ sendo d_{bw} o diâmetro da armadura transversal, como mostra a figura seguinte:

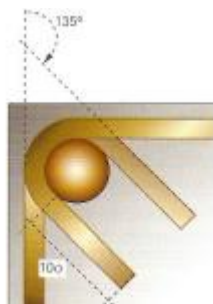


Figura 2.6-Pormenor da amarração da armadura transversal.

2.9 Comprimento de emenda

O comprimento de emenda, l_0 , permite assegurar a transmissão de forças entre varões adjacentes através das forças de aderência que se geram no betão, sendo este comprimento determinado através da seguinte expressão (art.º 8.7.3 da NP EN 1992-1-1):

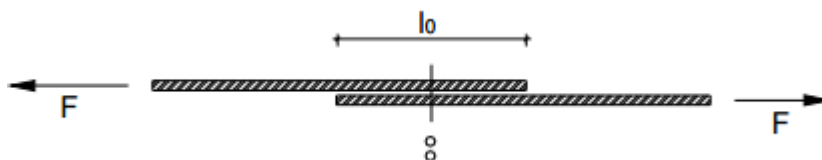


Figura 2.7-Comprimento de emenda.

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,\min} \quad (2.28)$$

Em que os coeficientes $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ são determinados através do quadro 8.2 da NP EN 1992-1-1. O coeficiente α_6 que não pode tomar valor superior a 1,5 nem inferior a 1,0, é definido pela expressão seguinte:

$$\alpha_6 = \left(\frac{\rho_l}{25} \right)^{0,5} \quad (2.29)$$

Em que ρ_l é a percentagem de varões emendados a uma distancia inferior a $0,65l_0$ da secção média da sobreposição.

O valor de $l_{0,\min}$ é dado por:

$$l_{0,\min} \geq \max \{ 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \} \quad (2.30)$$

O valor do comprimento de emenda determinado para cada diâmetro encontra-se na Tabela 2.16.

Tabela 2.16-Comprimento de emenda

| Φ [mm] | $0,3, \alpha 6, l_{b, r q d}$ [mm] | $l_{0, \min}$ [m] | l_0 [m] |
|-------------|------------------------------------|-------------------|-----------|
| 8 | 171 | 0,20 | 0,57 |
| 10 | 214 | 0,21 | 0,71 |
| 12 | 257 | 0,26 | 0,86 |
| 16 | 343 | 0,34 | 1,14 |
| 20 | 429 | 0,43 | 1,43 |
| 25 | 536 | 0,54 | 1,79 |

3. Pré-dimensionamento

Uma vez estabelecida a solução estrutural, torna-se necessário proceder ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais com o objetivo de determinar as dimensões que, a priori, satisfazem as condições exigidas. O pré-dimensionamento deve, naturalmente, seguir uma ordem, uma vez que em função das dimensões dos elementos, os pesos próprios destes variam. Uma vez que as cargas seguem o caminho tipo “laje → viga → pilar/paredes → sapata”.

3.1 Lajes

Nos edifícios, os pavimentos têm um papel muito importante no comportamento sísmico global da estrutura. Atuam como diafragmas horizontais que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem a solidariedade desses sistemas na resistência à ação sísmica horizontal. Estes deverão ser dotados de adequadas rigidez e resistência no plano e deverão possuir ligações eficazes ao sistema resistente às ações laterais, garantindo a integração deste sistema como um todo.

De acordo com o art.º 5.10(1) da NP EN 1998-1, relativamente as disposições para diafragmas de betão, poderá considerar-se que uma laje maciça de betão armado serve de diafragma se tiver uma espessura não inferior a 70 mm e se for armada nas duas direções horizontais com, pelo menos, a armadura mínima indicada na NP EN 1992-1-1.

Deste modo, tendo em conta tanto o intervalo de espessuras possível para as zonas maciças, bem como a necessidade de reservar, no mínimo, 0,070 m da laje para a lâmina de compressão da zona aligeirada, há que escolher um bloco de cofragem que, incluindo a lâmina de compressão mínima, garanta uma espessura admissível para a laje. Para determinar o sistema de moldes para as lajes fungiformes aligeiradas, recorreu-se aos catálogos de moldes de cofragem para lajes aligeiradas FERCA, optando-se por moldes quadrangulares de 800 x 800 mm (“FG 800”). Observando o catálogo referente a este tipo de molde (anexo 1), e tendo em conta as condicionantes já referidas, optou-se por uma altura do molde de 300 mm com uma espessura de lâmina de 75 mm, perfazendo uma espessura total da laje de 375 mm.

De acordo com o art.º 6.4.2(1) da NP EN 1992-1-1, poderá considerar-se que o primeiro perímetro de controlo é definido a uma distância duas vezes a altura útil da laje da área carregada, ou seja, das faces dos pilares.

De modo a garantir que qualquer superfície de rotura por punçoamento não ocorra fora da referida zona maciça, é usual adotar para dimensão desta, uma largura de 2,5 vezes a altura útil da laje, para cada lado do pilar (João Guerra Martins, 2009), como mostra a Figura 3.1.

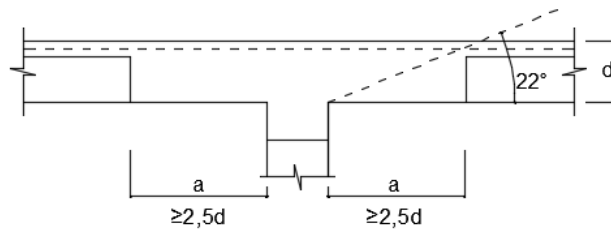


Figura 3.1-Dimensão mínima da zona maciça envolvente do pilar (Martins, João Guerra, 2009)

Para melhorar a rigidez da laje, aumentando assim a sua resistência às ações horizontais, optou-se por criar bandas e zonas maciças junto aos pilares, tendo em conta as regras indicadas na Figura 3.2.

- Zona maciça $0,3 \leq l_p/l \leq 0,5$
- Banda maciça $0 \leq l_p/l \leq 0,25$

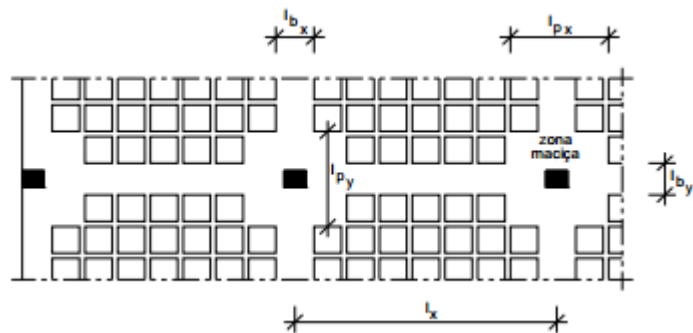


Figura 3.2-Bandas maciças em lajes fungiformes aligeiradas (Martins, João Guerra, 2009)

Para o pré-dimensionamento da laje fungiforme aligeirada, começou-se por identificar o vão condicionante para a laje em estudo L . A espessura da laje, h , foi determinada através das regras apresentadas na Figura 3.3, que permite controlar as deformações.

| LAJE FUNGIFORME | Esbelteza L/H | H [m] | | | | | | | | |
|-------------------------------|------------------|--------|---|------|------|-------|------|------|------|------|
| | | L [m] | | | | | | | | |
| | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 12 | 20 |
| Laje maciça | 30 | 0.15 → | | 0.20 | | | | | | |
| Laje maciça com capitel | 35 | 0.15 → | | | 0.20 | | | | | |
| Laje aligeirada | 30 | | | 0.25 | 0.30 | | 0.35 | 0.45 | | |
| Laje maciça pré-esforçada | 40 | | | | | 0.20 | | 0.25 | 0.30 | |
| Laje aligeirada pré-esforçada | 35 | | | | | 0.225 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.60 |

Figura 3.3-Tipo e espessura corrente de lajes fungiformes em função do vão maior, L (Martins, João Guerra, 2009)

Relativamente a laje maciça vigada utilizou-se a seguinte expressão para efeito de pré-dimensionamento:

$$h = \frac{L}{30 a 35} \quad (3.1)$$

Para um vão condicionante de 6,5m, obteve-se uma espessura de 0,20m.

Para o pré-dimensionamento da laje das escadas, utilizou-se a seguinte expressão:

$$h \approx \frac{L}{25 \text{ a } 30} \quad (3.2)$$

Tendo em conta o vão condicionante (ver Figura 3.4) e a expressão (3.4), obteve-se uma espessura de 0,15m.

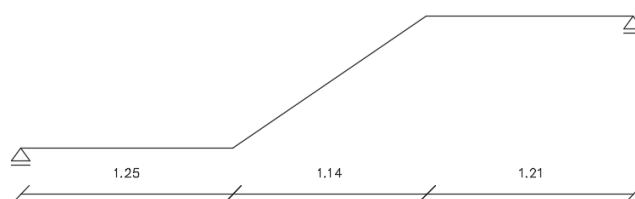


Figura 3.4-Modelo de cálculo da escada

3.2 Vigas

O pré-dimensionamento das vigas foi feito com base na condição de que a altura destas deve estar num intervalo entre $\frac{L}{10}$ e $\frac{L}{12}$. Tendo em conta que a largura mínima dos pilares corresponde a 0,3m, optou-se por uma largura de vigas com esta mesma dimensão. Relativamente à altura das vigas, adotou-se uma altura correspondente a 0,60m.

3.3 Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares tem um papel de elevada importância na fase inicial de um projeto estrutural, uma vez que estes são os elementos que mais interferem nos ambientes arquitetónicos, especialmente nos pisos que servem para estacionamento. Para obter o valor de carga que descarrega em cada elemento vertical, recorreu-se a um modelo de piso criado no programa de cálculo SAP2000, onde se discretizou a laje dividindo-a em zonas maciças e zonas aligeiradas, de forma a ter em conta as diferentes cargas. Segundo o artigo 144º do REBAP, a área necessária a cada pilar para resistir ao esforço axial pode ser obtida pela expressão (3.3).

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{\nu f_{cd}} \quad (3.3)$$

O valor do esforço normal reduzido, ν , na expressão (3.3) tem como finalidade a limitação das tensões de compressão nos elementos verticais, uma vez que estes não estão apenas sujeitos a esforços segundo o seu eixo, ou seja, este método não contempla o efeito da flexão composta desviada. De acordo com os art.º 5.4.3.2.1(3)P e art.º5.4.3.4.1(2) da NP EN 1998-1, o valor do esforço normal reduzido não deverá ser superior a 0,65 nos pilares sísmicos primários e a 0,4 nas paredes sísmicas primárias. Os cálculos inerentes a este processo encontram-se na Tabela 2.1.

Tabela 3.1-Pré-dimensionamento dos pilares

| ELU [$\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Q$] | | | | | | | |
|---|---------------|-------|-----------------------------------|-------|-------|------------------------------|------|
| Pilar | N_{Ed} [kN] | v_d | Área Necessária [m ²] | X [m] | Y [m] | Área Pilar [m ²] | v |
| P1 | 2418,00 | 0,55 | 0,21982 | 0,35 | 0,80 | 0,28 | 0,43 |
| P2 | 2067,00 | 0,55 | 0,18791 | 0,35 | 0,80 | 0,28 | 0,37 |
| P3 | 2624,00 | 0,55 | 0,23855 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,55 |
| P4 | 2824,00 | 0,55 | 0,25673 | 0,35 | 0,80 | 0,28 | 0,50 |
| P5 | 1878,00 | 0,55 | 0,17073 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,39 |
| P6 | 2189,00 | 0,55 | 0,19900 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,46 |
| P7 | 1650,00 | 0,55 | 0,15000 | 0,40 | 0,40 | 0,16 | 0,52 |
| P8 | 2472,00 | 0,55 | 0,22473 | 0,50 | 0,50 | 0,25 | 0,49 |
| P9 | 2314,00 | 0,55 | 0,21036 | 0,80 | 0,30 | 0,24 | 0,48 |
| P10 | 1857,00 | 0,55 | 0,16882 | 0,40 | 0,40 | 0,16 | 0,58 |
| P11 | 2296,00 | 0,55 | 0,20873 | 0,80 | 0,30 | 0,24 | 0,48 |
| P12 | 2994,00 | 0,55 | 0,27218 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,62 |
| P13 | 2605,00 | 0,55 | 0,23682 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,54 |
| P14 | 1774,00 | 0,55 | 0,16127 | 0,40 | 0,40 | 0,16 | 0,55 |
| P15 | 1697,00 | 0,55 | 0,15427 | 0,40 | 0,40 | 0,16 | 0,53 |
| P16 | 2401,00 | 0,55 | 0,21827 | 0,50 | 0,50 | 0,25 | 0,48 |
| P17 | 2457,00 | 0,55 | 0,22336 | 0,80 | 0,35 | 0,28 | 0,44 |
| P18 | 1949,00 | 0,55 | 0,17718 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,41 |
| P19 | 2137,00 | 0,55 | 0,19427 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,45 |
| P20 | 1742,00 | 0,55 | 0,15836 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,36 |
| P21 | 1914,00 | 0,55 | 0,17400 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,40 |
| P22 | 2098,00 | 0,55 | 0,19073 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 0,44 |
| P23 | 2538,00 | 0,55 | 0,23073 | 0,35 | 0,80 | 0,28 | 0,45 |
| P24 | 1508,00 | 0,55 | 0,13709 | 0,40 | 0,40 | 0,16 | 0,47 |
| P25 | 108,00 | 0,55 | 0,00982 | 0,60 | 0,25 | 0,15 | 0,04 |
| P26 | 114,00 | 0,55 | 0,01036 | 0,60 | 0,25 | 0,15 | 0,04 |
| P27 | 66,00 | 0,55 | 0,00600 | 0,60 | 0,25 | 0,15 | 0,02 |

3.4 Muros de suporte

Os muros de suporte foram pré-dimensionados considerando um modelo semi-encastado, uma vez que este está contraventado pela laje. Este obtém-se calculando os momentos para um modelo encastado-apoiado (Figura 3.5).

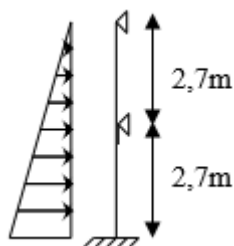


Figura 3.5-Modelo encastado apoiado para pré-dimensionamento dos muros de suporte

Considerando um peso volúmico do solo de 21kN/m^3 , uma sobrecarga rodoviária de 10kN/m^2 , um ângulo de atrito igual a $\phi' = 38^\circ \Rightarrow \phi'_d = \text{atg} \frac{\text{tg}}{\gamma_d} = 32^\circ$ e um coeficiente de impulso em repouso correspondente à $k_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) = 0,47$, obtêm-se os seguintes momentos de pré-dimensionamento (Figura 3.6):

Terreno :

$$I = 1,35 \cdot 21 \cdot 5,4 \cdot 0,47 = 71,96\text{kN} / \text{m}$$

Sobrecarga :

$$I = 1,5 \cdot 10 \cdot 0,47 = 7,05\text{kN} / \text{m}$$

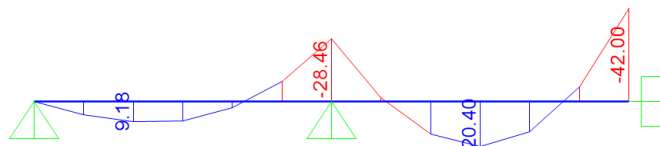


Figura 3.6-Diagrama de momento fletor (kNm/m)

Com o objetivo de garantir aos muros uma boa ductilidade e evitar grandes densidades de armaduras (critério de economia), o momento fletor reduzido deve verificar $\mu \leq 0,18$. Verifica-se o muro para uma espessura de 30cm.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{20,40}{1 \times 0,3^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0113 < 0,18$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{42}{1 \times 0,3^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0233 < 0,18$$

Desta forma adotou-se uma espessura constante de 0,30m para os muros.

3.5 Sapatas

O dimensionamento de sapatas num edifício consiste em garantir que o terreno tem condições para suportar as tensões a si transmitidas. Para o caso de sapatas isoladas, conhecido o esforço axial na base dos pilares, estima-se a área mínima da sapata pela seguinte expressão:

$$A_{\min} \geq \frac{N_{\text{pilar}}}{\sigma_{adm}} \quad (3.4)$$

O valor da tensão admissível adotada do terreno encontra-se explicado no subcapítulo 2.3 e corresponde a $\sigma_{adm} = 300\text{kPa}$.

Na Tabela 3.2 estão representadas as dimensões das sapatas.

Tabela 3.2-Dimensões das sapatas

| Pilar | Área [m ²] | A [m] | B [m] | A [m ²] | Verificação | H [m] |
|-------|------------------------|-------|-------|---------------------|-------------|-------|
| SP5 | 2,69 | 1,50 | 2,00 | 3,00 | OK | 0,50 |
| SP6 | 3,46 | 1,50 | 2,40 | 3,60 | OK | 0,50 |
| SP18 | 3,03 | 1,50 | 2,10 | 3,15 | OK | 0,50 |
| SP19 | 6,03 | 2,50 | 3,00 | 7,50 | OK | 0,50 |
| SP20 | 3,04 | 1,50 | 2,10 | 3,15 | OK | 0,50 |
| SP21 | 3,33 | 1,50 | 2,30 | 3,45 | OK | 0,50 |
| SPar1 | 4,22 | 1,80 | 2,40 | 4,32 | OK | 0,50 |
| SPar2 | 11,47 | 3,40 | 4,40 | 14,96 | OK | 0,70 |
| SPar3 | 18,59 | 5,30 | 4,60 | 24,38 | OK | 1,00 |
| SPar4 | 20,37 | 4,70 | 5,70 | 26,79 | OK | 1,00 |
| SPar5 | 24,92 | 6,00 | 5,60 | 33,60 | OK | 1,10 |
| SPar6 | 4,63 | 2,00 | 2,40 | 4,80 | OK | 0,50 |
| SPar7 | 14,79 | 3,80 | 5,00 | 19,00 | OK | 0,80 |
| SPar8 | 4,57 | 3,10 | 2,00 | 6,20 | OK | 0,50 |
| SPar9 | 5,61 | 3,00 | 2,40 | 7,20 | OK | 0,50 |

4. Modelação da estrutura

Após a conclusão do pré-dimensionamento, procedeu-se a modelação tridimensional da estrutura, recorrendo ao software SAP2000 – Structural Analysis Program 2000.

Embora seja possível determinar os esforços nos elementos estruturais de uma forma manual, apenas, a utilização deste tipo de ferramenta permite uma conveniente simulação do comportamento dinâmico da estrutura.

No âmbito do presente trabalho apenas se apresenta o modelo final da estrutura. Este sofreu várias alterações desde a fase de pré-dimensionamento, nomeadamente ao nível das secções dos pilares e paredes, bem com a sua orientação. O modelo passou por um processo de melhoramento ao longo do qual se procurou soluções satisfatórias, até chegar a fase do modelo final (Figura 4.1).

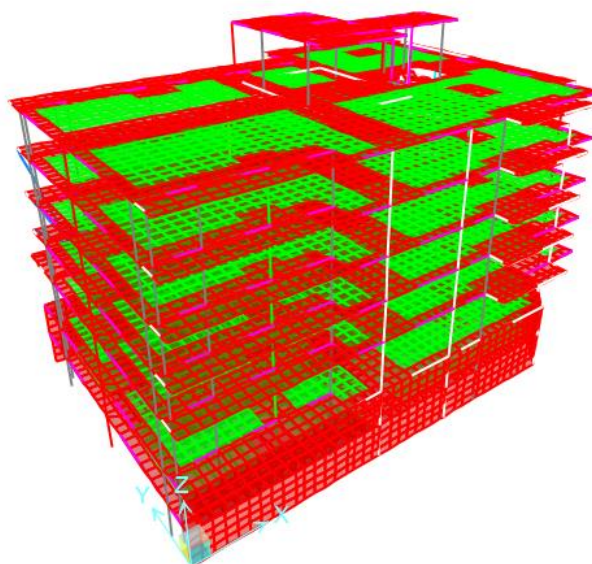


Figura 4.1-Modelo tridimensional de elementos finitos

É importante salientar que a estrutura foi dividida em dois blocos de modo a melhorar o comportamento sísmico da mesma. Visto que os dois blocos são praticamente simétricos, optou-se inicialmente pela modelação de um dos blocos. Para a determinação da junta sísmica, fez-se a modelação do segundo bloco, cuja diferença reside no facto da laje do piso -1 possuir uma abertura.

4.1 Definição de materiais e secções

Após a caracterização do material estrutural – betão – procedeu-se à definição dos elementos. Tanto os elementos verticais como as vigas, a exceção dos muros de suporte, foram simulados com elementos de barra. Contudo, o programa de cálculo utilizado não tem em conta a influência da fendilhação no comportamento da estrutura. Assim sendo, seguiu-se a indicação do art.º 4.3.1(7) da

NP EN 1998-1, no qual se refere que na ausência de uma análise mais rigorosa a perda de rigidez devida à fendilhação pode ser simulada através de uma redução de 50% da mesma. Após fendilhados os elementos de betão armado também possuem uma rigidez de torção muito baixa, pelo que esta rigidez deve ser simulada com um valor perto de zero. Estas alterações foram aplicadas às propriedades dos elementos modelados (Section Properties).

4.2 Pilares, paredes e vigas

Estes elementos foram simulados como elementos de barra (“frame”), correspondentes a elementos finitos com dois nós, um em cada extremidade, possuindo cada um deles três graus de liberdade de translação e três de rotação (Figura 4.2).

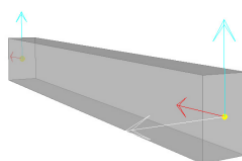


Figura 4.2-Elemento de barra com nós nas extremidades e respectivos eixos

Para ligação das vigas e dos elementos finitos tipo “shell”, lajes, às paredes, optou-se por “constraints” do tipo “body”, de modo a simular grupos de nós que representam um corpo rígido.

4.3 Lajes e Muros

Todos os elementos cuja a geometria desenvolve de uma forma plana, e que apresenta duas das dimensões muito superior à terceira, foram modelados através de elementos finitos de casca (“shell”) na versão “laje espessa” (“thick”), de três e quatro nós (Figura 4.3). A diferença principal entre a opção “thick” e a opção “thin” é a consideração do efeito do esforço transversal. No caso de as lajes terem uma espessura inferior a 1/10 do vão este efeito poderia ser desprezado. Estas deformações também podem ser muito importantes em zonas próximas de concentrações de tensões de flexão, como por exemplo perto de apoios pontuais, mudanças de espessura, aberturas ou reentrâncias.

Os elementos “thick” tendem a ser mais precisos, mesmo em casos em que a deformação por esforço transversal é negligenciável, embora globalmente sejam ligeiramente mais rígidos que os elementos “thin”. Contudo e de acordo com os autores do programa SAP2000, é preferível utilizar elementos com formulação “thick”, a menos que a malha aparente nítidas distorções, má qualidade de elementos e se saiba que as deformações por esforço transversal são mínimas (CSI Portugal-manual de formação).

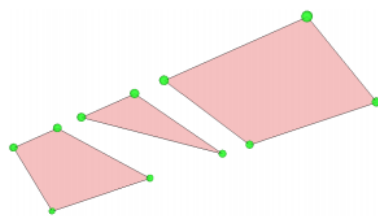


Figura 4.3-Elemento de casca de três e quatro nós

No modelo são considerados as lajes fungiformes aligeiradas e lajes maciças vigadas (Figura 4.4 e Figura 4.5). Para inserir a espessura da laje fungiforme aligeirada no programa SAP2000, torna-se necessário determinar uma espessura equivalente retangular maciça de “bending” e de “membrane”. Essas espessuras podem ser determinadas recorrendo ao catálogo referente ao molde escolhido.

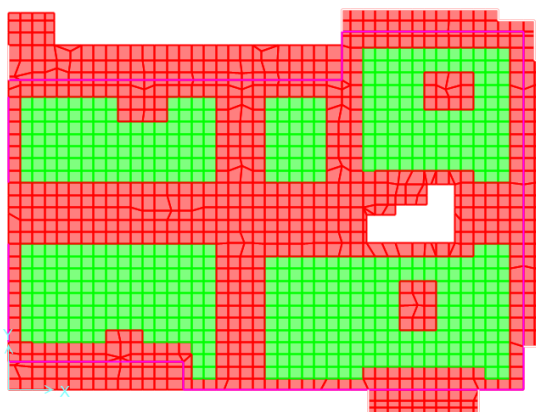


Figura 4.4-Laje fungiforme aligeirada com zonas maciças (vermelho) e zonas nervuradas (verde)

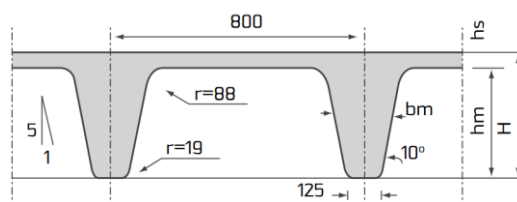


Figura 4.5- Características das nervuras das lajes fungiformes aligeiradas

- **Bending**

Tem-se assim uma altura h equivalente a uma laje maciça com a mesma inércia da laje aligeirada de:

$$I = 122897 \text{ cm}^4$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\left(\frac{12 \times 122897}{b}\right)} \rightarrow h = \sqrt[3]{\left(\frac{12 \times 122897}{80}\right)} \rightarrow h = 26,42cm$$

- **Membrane**

E uma altura h equivalente a uma laje maciça com a mesma área da laje aligeirada de:

$$A = 1118cm^2$$

$$A = bh \rightarrow h = \frac{A}{b} \rightarrow h = \frac{1118}{80} \rightarrow h = 13,98cm$$

As malhas de elementos finitos das lajes foram desenhadas no software Autocad, e de seguida importados pelo software SAP2000 e atribuídas as respetivas secções.

4.4 Escadas

As escadas foram modeladas a semelhança das lajes através de elementos de casca (Figura 4.6).

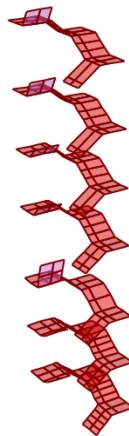


Figura 4.6-Modelação das escadas com elementos de casca

4.5 Paredes exteriores

Os pesos das paredes exteriores foram simulados através de cargas distribuídas sobre as vigas onde essas descarregam (Figura 4.7). Nas zonas onde não se prevê a existência de vigas, criou-se vigas “fictícias” sem massa nem inercia, e posteriormente atribuídas as respetivas cargas.

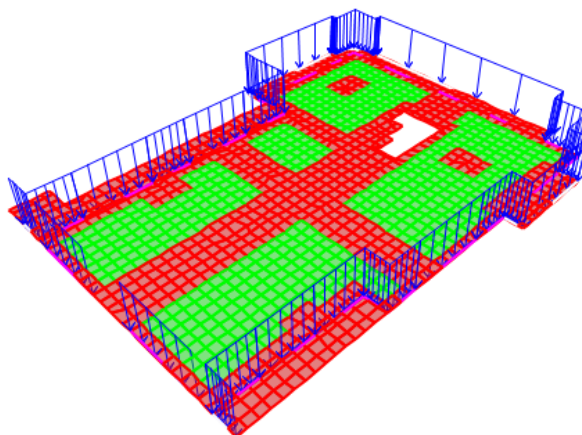


Figura 4.7-Cargas referentes as paredes de alvenaria exteriores aplicadas nos pisos

4.6 Cargas diretas sobre as lajes

Todas as sobrecargas, paredes divisórias e as restantes cargas permanentes foram simulados como cargas uniformemente distribuídas sobre as lajes (Figura 4.8).

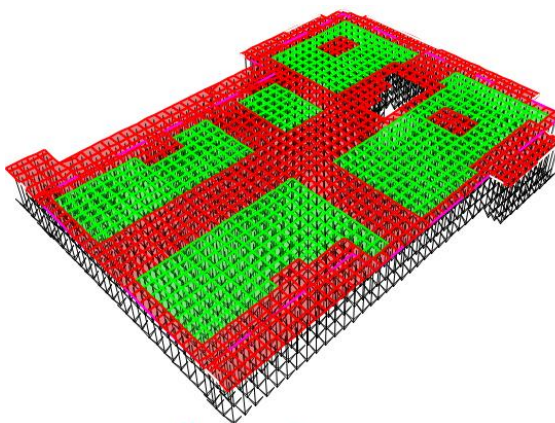


Figura 4.8-Cargas uniformemente distribuídas nas lajes

4.7 Impulso do terreno

Os impulsos do terreno que atua nos muros de contenção periférica foram modelados por cargas distribuídas sobre os elementos de casca (Figura 4.9), com o valor dos impulsos a aumentar com a profundidade. Ainda para determinação dos esforços nos muros, considerou-se uma sobrecarga sobre o solo adjacente.

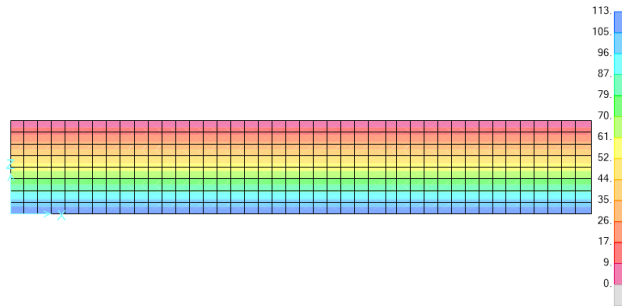


Figura 4.9-Modelação dos impulsos do terreno sobre o muro

4.8 Sismo

A ação sísmica foi modelada através da aplicação dos espectros de resposta. Relativamente a combinação direcional, utilizou-se a SRSS (raiz quadrada da soma dos quadrados). Em relação a combinação modal, optou-se pela CQC (combinação quadrática completa), sendo mais apropriada, que a SRSS, para uma análise tridimensional com frequências de vibração próximas. A descrição da análise sísmica é fornecida de forma mais detalhada no capítulo 6.

4.9 Condições de fronteira

Na base dos pilares e dos muros de fundação considerou-se apoios encastrados. No caso das paredes da caixa de elevador e da caixa de escadas, considerou-se uma sapata comum a esses elementos (Figura 4.10-Sapata pertencente ao núcleo). Para modelar a sapata, utilizou-se a expressão (4.1) que simula a rigidez de rotação conferida pelo solo a uma sapata retangular. Essa simulação é feita através de apoios elásticos que procuram, no modelo, traduzir essa mesma deformabilidade, e assim não atingir valores muito elevados de esforços de flexão na base das paredes.

Para a sapata, deve-se determinar o centro geométrico da mesma, onde se deve colocar uma mola (Assign→joint→Spring), com as propriedades determinadas pela aplicação da expressão (4.1).

Para as translações, considera-se que o solo tem capacidade de absorver, sem se deformar, todos os esforços oriundos dos elementos. Por fim liberta-se a rotação em torno do eixo vertical para que não se gerem esforços de torção da fundação.

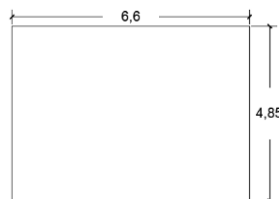


Figura 4.10-Sapata pertencente ao núcleo

$$K_{\theta} = \frac{b^2 . l . E_s}{4} \quad (4.1)$$

Em que, b é a dimensão da sapata no plano de flexão e, l a dimensão perpendicular a “ b ”.

$$E_s = 80MPa$$

$$K_x = \frac{4.85^2 \times 6.6 \times 80000}{4} = 3104970kN.m / rad$$

$$K_y = \frac{6.6^2 \times 4.85 \times 80000}{4} = 422320kN.m / rad$$

4.10 Validação do modelo

Os programas de cálculo automático são ferramentas poderosas no auxílio ao engenheiro. No entanto, quando utilizadas de forma irresponsável torna-se perigosa se o engenheiro confiar em resultados que não sejam precisos.

Durante a modelação estrutural pode-se cometer alguns erros que levam a esforços que não correspondam a realidade. De modo a evitar que o modelo criado contenha erros que altera os resultados, torna-se necessário uma validação do modelo, de modo a ter uma total confiança nos resultados apresentados pelo programa. De seguida, apresentar-se-á algumas técnicas que ajudam na validação do modelo:

- **Validação das cargas**

Através da comparação das reações obtidas no modelo estrutural com os valores das reações obtidos através de cálculos manuais pelas cargas aplicadas. Um exemplo seria a verificação para a carga referente a sobrecarga. Isto faz-se multiplicando as diferentes sobrecargas aplicadas nas lajes, pelas respetivas áreas dos pisos, e seguidamente fazer a comparação com as reações obtidas do modelo tridimensional.

- **Análise do período e das frequências**

Através da comparação do primeiro período de vibração da estrutura com o período obtido através da aplicação da expressão, $T \approx 0,1n$, com n igual ao número de pisos.

Outra forma de verificação é comparar a frequência obtida do modelo com a frequência obtida pela aplicação da expressão, $f \approx 12/n$, com n igual ao número de pisos.

5. Conceção da estrutura

5.1 Princípios básicos de conceção estrutural para a ação sísmica

A NP EN 1998-1 preconiza um conjunto de princípios básicos a ter em conta aquando da conceção de uma estrutura por forma a dotá-la de um melhor comportamento face à ação sísmica. O art.º 4.2.1 da referida norma, refere os seguintes princípios básicos a considerar desde a fase conceptual de projeto, de forma a garantir a obtenção de um sistema estrutural que satisfaça, com custos aceitáveis, as duas exigências fundamentais de desempenho (Exigência de Não Colapso e Exigência de Limitação de Danos referida no capítulo 2 do presente trabalho):

Simplicidade Estrutural (art.º 4.2.1.1 da NP EN 1998-1)

Para obter uma simplicidade estrutural é necessário garantir que haja um claro e direto trajeto para a transmissão das forças sísmicas, com o intuito de garantir uma maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico da estrutura.

Uniformidade, Simetria e Redundância (art.º 4.2.1.2 da NP EN 1998-1)

Os elementos estruturais devem ser distribuídos de forma regular, tanto em planta, como em altura, de modo que a transmissão das forças sísmicas seja curta e direta evitando zonas com elevada concentração de esforços e zonas com grandes exigências de ductilidade que possam provocar o colapso prematuro (Florentino Coelho, 2010). De acordo com o art.º 2.2.4.1(1) da NP EN 1998-1, para que este principio seja assegurado, sempre que possível, as estruturas devem ser divididas, por meio de juntas, em unidades independentes, garantido que não haja choque entre as diferentes unidades (ver Figura 5.1).

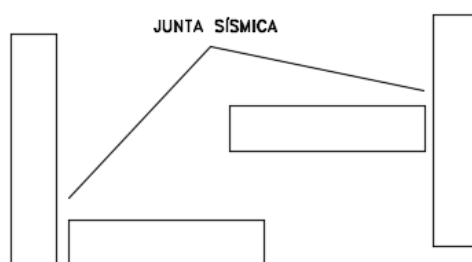


Figura 5.1-Junta sísmica em edifícios

Resistência e Rigidez nas Duas Direções (art.º 4.2.1.3 da NP EN 1998-1)

Os elementos estruturais devem ser dispostos por forma a que a estrutura resista a ações horizontais em qualquer direção. Uma forma simples e usual de garantir esta resistência consiste em dispor os elementos estruturais de acordo com um padrão ortogonal no plano, garantindo que a

rigidez e resistência em ambas as direções principais seja similar. No entanto, pode-se adotar uma forma qualquer de distribuição dos diferentes elementos estruturais desde que a rigidez e resistência nas duas direções sejam asseguradas.

Rigidez e Resistência à Torção (art.º 4.2.1.4 da NP EN 1998-1)

As estruturas devem possuir uma resistência à torção adequadas para limitar os movimentos devidos à torção, que tendem a solicitar de forma não uniforme os diferentes elementos estruturais. Deve-se procurar que o centro geométrico e o centro de rigidez das estruturas não distem muito um do outro, de modo a limitar o desenvolvimento de movimentos de torção. Para este efeito, deve-se colocar os elementos principais de uma forma bem distribuída em planta ou próximo da periferia da estrutura (ver Figura 5.2).

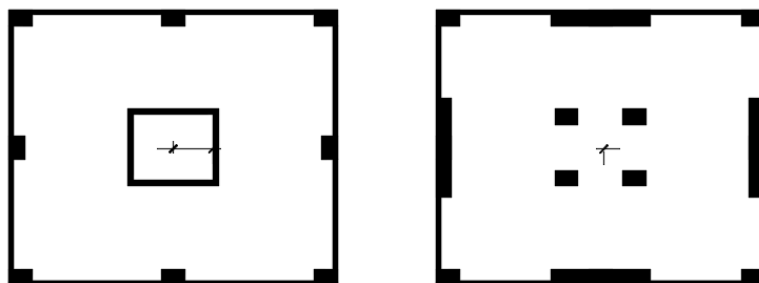


Figura 5.2-Formas de distribuição dos elementos estruturais verticais (adaptado de Lopes, M., 2008)

Ação de Diafragma ao Nível dos Pisos (art.º 4.2.1.5 da NP EN 1998-1)

Deve-se assegurar a transmissão das forças sísmicas aos elementos estruturais verticais e garantir que esses elementos atuem em conjunto na resistência a essas forças. Para além disso, os pisos rígidos previnem a ocorrência de excessivas deformações desses elementos. Podem surgir problemas nos seguintes casos: os pisos não são compactos; os pisos assumem formas muito alongadas em planta; quando existem grandes aberturas, nomeadamente quando estas se encontram junto dos elementos estruturais mais importantes, podendo prejudicar deste modo a ligação entre a estrutura horizontal e vertical.

Fundações Adequadas (art.º 4.2.1.6 da NP EN 1998-1)

O projeto e a construção das fundações e a sua ligação à superestrutura devem assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício. De acordo com o art.º 4.3.1(9) da mesma norma, a deformabilidade do solo de fundação deve ser tida em conta sempre que possa ter uma influência desfavorável na resposta estrutural, devendo, no entanto, ser sempre considerada, inclusive nos casos em que tenha efeitos favoráveis.

5.2 Definição e papel dos elementos sísmicos primários e secundários

De acordo com o art.º 4.2.2(1) da NP EN 1998-1, os elementos estruturais podem dividir-se em primários e secundários. Os elementos secundários são os que não fazem parte do sistema estrutural que resiste à ação sísmica, constituídos pelos elementos primários. Os elementos secundários devem ser dimensionados para manter a capacidade das cargas gravíticas quando submetidos aos deslocamentos que o sismo poderá impor ao resto da estrutura (Lopes, M., et al, 2008).

Por outro lado, todos os elementos estruturais não escolhidos como elementos sísmicos secundários são considerados como elementos sísmicos primários, resistindo estes às forças laterais, sendo que para tal, deverão ser modelados para a análise estrutural de acordo com o art.º 4.3.1 da NP EN 1998-1, e serem dimensionados, projetados e pormenorizados para a resistência aos sismos de acordo com as regras das secções 5 a 9 do mesmo regulamento.

Apesar de não considerar a resistência e rigidez dos elementos sísmicos secundários em relação as ações laterais, esses deverão ser considerados, dimensionados e pormenorizados de forma a manter a sua função de suporte de forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projeto mais desfavorável.

5.3 Condições de regularidade e classificação da estrutura

Para fins de dimensionamento sísmico, a NP EN 1998-1 classifica as estruturas como regulares ou não regulares. Esta classificação tem implicações:

- No tipo de modelo estrutural a considerar, que pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial;
- No valor do coeficiente de comportamento a adotar, que deve ser reduzido para edifícios não regulares em altura;
- No método de análise a considerar, que pode ser pelo método das forças laterais ou por análise modal.

A Tabela 5.1 é representativa das consequências da regularidade estrutural no modelo, método de análise e coeficiente de comportamento.

Tabela 5.1-Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

| Regularidade | | Simplificações admitidas | | Coeficiente de comportamento |
|--------------|-----------|--------------------------|-------------------------|------------------------------|
| Em planta | Em altura | Modelo estrutural | Análise elástica 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 |

5.3.1 Critério de regularidade em planta

Segundo o art.º 4.2.3.2 da NP EN 1998-1, para que um edifício seja considerado como regular em planta tem que satisfazer as seguintes condições:

- A distribuição de massa e rigidez em planta deve ser aproximadamente simétrica em relação a dois eixos ortogonais;
- Cada piso deve ser limitado em planta por uma linha poligonal convexa. Se existirem cantos ou esquinas reentrantes, a regularidade em planta é considerada se a área entre a linha delimitadora do piso e a linha poligonal envolvente ao piso não exceda 5% da área do piso, de acordo com a Figura 5.3;

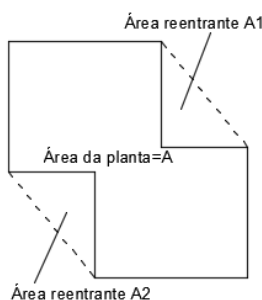


Figura 5.3-Definição de áreas reentrantes na planta dos pisos

- A rigidez dos pisos em planta deve ser suficientemente superior à dos elementos estruturais verticais, de forma a que a sua deformabilidade não altere significativamente a distribuição de esforços ao longo dos elementos estruturais verticais. Deve ser evitada formas em L, C, H, I ou X;
- A esbelteza, λ , do edifício em planta deve respeitar a seguinte condição:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4 \quad (5.1)$$

Com, L_{\max} e L_{\min} , maior e menor dimensão em planta do edifício, respetivamente, medidas nas direções ortogonais;

Na Tabela 5.2 apresenta-se a verificação da condição (5.1).

Tabela 5.2-Verificação da esbelteza

| L_{\max} [m] | L_{\min} [m] | λ | Verificação |
|----------------|----------------|-----------|-------------|
| 35,20 | 11,30 | 3,12 | OK |

- Em cada direção a excentricidade estrutural e_{0i} (distância entre o centro de massa e o centro de rigidez) deve ser igual ou menor à 30% do raio de torção nessa direção, r_i :

$$e_{0i} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (5.2)$$

- O raio de torção em cada direção (expressão (5.3)) deve ser igual ou superior ao raio de giração da massa do piso, l_s , caso contrário, as estruturas devem ser consideradas como estruturas de rigidez concentrada, obrigando ao uso de modelos de análise tridimensionais e a coeficientes de comportamento mais baixos (Lopes ,M., et al, 2008).

$$r_i \leq l_s \quad (5.3)$$

O centro de rigidez pode ser definido como o ponto onde se deveriam aplicar forças horizontais ao edifício para que este se deslocasse apenas em translação. A posição do centro de rigidez ($x_{CR}; y_{CR}$) poderá ser determinada pelas seguintes expressões:

$$x_{CR} = \frac{\sum_i x_i \cdot I_{yi}}{\sum_i I_{yi}} \quad (5.4)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum_i y_i \cdot I_{xi}}{\sum_i I_{xi}} \quad (5.5)$$

Com:

i número de elementos;

I_{xi} e I_{yi} inércia do elemento i em torno do eixo x e y respetivamente;

x_i e y_i coordenadas do elemento i segundo o eixo x e y respetivamente.

O centro de massa de cada piso pode ser determinado através das seguintes expressões:

$$x_{CM} = \frac{\sum_i m_i \cdot x_i}{\sum_i m_i} \quad (5.6)$$

$$y_{CM} = \frac{\sum_i m_i \cdot y_i}{\sum_i m_i} \quad (5.7)$$

Onde, m_i representa a massa do elemento i .

O raio de giração da massa do piso em planta é dado pela raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso pela massa do piso:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{pCM}}{M}} \quad (5.8)$$

Os valores do momento polar de inercia para cada piso encontram-se apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3-Momento polar de inércia

| Piso | a [m] | b [m] | I_p [Ton/m ²] |
|--------|-------|-------|-----------------------------|
| 0 | 35,20 | 25,20 | 184162,30 |
| 1 | 35,20 | 25,20 | 179070,12 |
| 2 | 35,20 | 25,20 | 183660,90 |
| 3 | 35,20 | 25,20 | 185330,39 |
| 4 | 35,20 | 25,20 | 153680,25 |
| 5-cob. | 14,30 | 11,30 | 3353,91 |

Para um piso em forma retangular com dimensões l_x, l_y e massa uniformemente distribuída em planta, o raio de giração é dado por:

$$l_s = \sqrt{\frac{l_x^2 + l_y^2}{12}} \quad (5.9)$$

O raio de torção em cada direção é dado pela raiz quadrada da rigidez de torção (rigidez relativa a rotação do piso em torno de um eixo vertical passando pelo centro de rigidez) pela rigidez de translação na direção perpendicular:

$$r_x = \sqrt{\frac{k_\theta}{k_y}} \quad (5.10)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{k_\theta}{k_x}} \quad (5.11)$$

Para determinar o centro de rigidez e o centro de massa, desenvolveu-se uma rotina de cálculo no software MatLab. Com o modelo inserido no SAP2000 com as respetivas cargas, faz-se “Run

Analysis”. Depois do modelo estar calculado extrai-se as propriedades relativamente aos nós de cada elemento (coordenadas segundo os eixos X, Y, Z e a massa). Para os elementos de barras extrai-se o nome das secções criadas e as inércias, I_x e I_y , representativas de cada secção. Todos esses dados são colocados numa folha de cálculo (folha essa já estruturada de modo a receber esses dados) que são “lidos” pelo MatLab e de seguida apresenta os resultados relativamente ao centro de massa e rigidez de cada piso. Na Tabela 5.4 apresenta-se os valores calculados:

Tabela 5.4-Coordenadas do centro de massa e do centro de rigidez ao nível de cada piso

| PISOS | X _{CM} [m] | Y _{CM} [m] | X _{CR} [m] | Y _{CR} [m] |
|--------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 0 | 17,72 | 11,93 | 20,06 | 11,77 |
| 1 | 17,81 | 11,85 | 20,06 | 11,77 |
| 2 | 17,76 | 11,86 | 20,06 | 11,77 |
| 3 | 17,81 | 11,84 | 20,06 | 11,77 |
| 4 | 18,02 | 11,93 | 20,06 | 11,77 |
| 5-cob. | 20,65 | 12,43 | 21,52 | 11,60 |

Para a determinação da rigidez lateral e da rigidez de torção, aplicou-se forças/momentos no centro de rigidez de cada piso, obtendo assim os deslocamentos relativos de cada piso. Conhecendo o valor do deslocamento, a rigidez lateral e a rigidez de torção podem ser determinadas através das seguintes expressões:

$$\begin{cases} F_x = 1000 \text{ kN} \\ F_y = 1000 \text{ kN} \\ M_z = 1000 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} F = K \cdot d \\ M = K \cdot \theta \end{cases} \rightarrow \begin{cases} K_x = \frac{F_x}{d_x} \\ K_y = \frac{F_y}{d_y} \\ K_\theta = \frac{M_z}{\theta} \end{cases}$$

Os valores dos deslocamentos, da rigidez lateral e da rigidez de torção obtidos ao nível de cada piso, são as apresentadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5-Rigidez lateral e rigidez de torção

| Piso | Δ_x [m] | Δ_y [m] | Z [rad] | K _x [kN/m] | K _y [kN/m] | K _θ [kN/rad] |
|------|----------------|----------------|----------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|
| -2 | 3,40E-05 | 9,80E-05 | 1,79E-07 | 2,94E+07 | 1,02E+07 | 5,60E+09 |
| -1 | 9,30E-05 | 2,52E-04 | 4,20E-07 | 1,08E+07 | 3,97E+06 | 2,38E+09 |
| 0 | 8,44E-04 | 1,27E-03 | 4,62E-06 | 1,18E+06 | 7,87E+05 | 2,16E+08 |
| 1 | 1,95E-03 | 2,64E-03 | 1,00E-05 | 5,13E+05 | 3,80E+05 | 1,00E+08 |
| 2 | 3,60E-03 | 4,63E-03 | 1,90E-05 | 2,78E+05 | 2,16E+05 | 5,26E+07 |
| 3 | 6,21E-03 | 7,74E-03 | 3,20E-05 | 1,61E+05 | 1,29E+05 | 3,13E+07 |
| 4 | 9,86E-03 | 1,20E-02 | 5,00E-05 | 1,01E+05 | 8,32E+04 | 2,00E+07 |
| 5 | 2,31E-02 | 4,70E-02 | 1,08E-03 | 4,34E+04 | 2,13E+04 | 9,23E+05 |

Pela Figura 5.4 chega-se facilmente a conclusão que os maiores deslocamentos acontecem na direção Y.

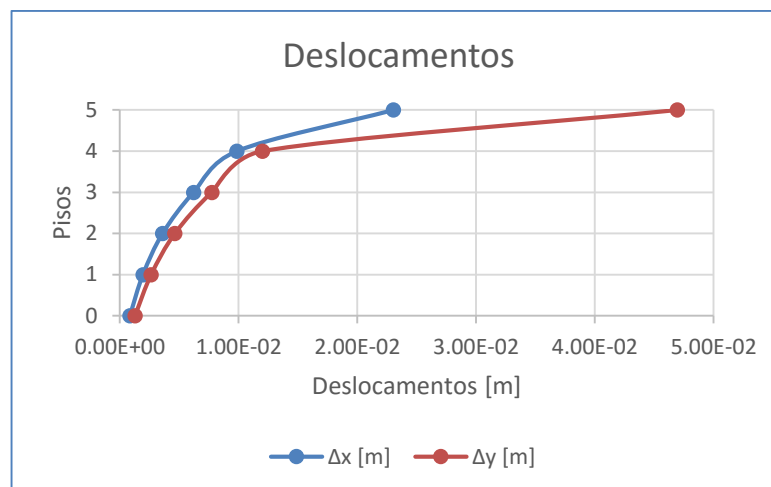


Figura 5.4-Representação gráfica dos deslocamentos

Finalizada o cálculo da rigidez lateral e de torção, determina-se o raio de torção e de giração ao nível de cada piso (Tabela 5.6).

Tabela 5.6-verificação do raio de torção e do raio de giração

| Piso | r_x [m] | r_y [m] | I_s [m] | $r_x \geq I_s$ | $r_y \geq I_s$ |
|------|-----------|-----------|-----------|----------------|----------------|
| -2 | 23,42 | 13,80 | 4,69 | OK | OK |
| -1 | 24,49 | 14,88 | 5,11 | OK | OK |
| 0 | 16,58 | 13,51 | 4,63 | OK | OK |
| 1 | 16,23 | 13,96 | 4,57 | OK | OK |
| 2 | 15,62 | 13,77 | 4,63 | OK | OK |
| 3 | 15,55 | 13,93 | 4,65 | OK | OK |
| 4 | 15,50 | 14,04 | 4,23 | OK | OK |
| 5 | 6,59 | 4,61 | 0,63 | OK | OK |

Na Tabela 5.7 apresenta-se os valores relativamente a verificação da condição (5.2)

Tabela 5.7-Verificação da excentricidade estrutural

| Piso | e_{0x} [m] | e_{0y} [m] | $0,3*r_x$ [m] | $0,3*r_y$ [m] | $e_{0x} \leq 0,3*r_x$ | $e_{0y} \leq 0,3*r_y$ |
|------|--------------|--------------|---------------|---------------|-----------------------|-----------------------|
| -2 | 0,59 | 1,20 | 7,03 | 4,14 | OK | OK |
| -1 | 0,77 | 0,25 | 7,35 | 4,46 | OK | OK |
| 0 | 2,35 | 0,16 | 4,97 | 4,05 | OK | OK |
| 1 | 2,26 | 0,07 | 4,87 | 4,19 | OK | OK |
| 2 | 2,30 | 0,09 | 4,69 | 4,13 | OK | OK |
| 3 | 2,25 | 0,07 | 4,67 | 4,18 | OK | OK |
| 4 | 2,05 | 0,16 | 4,65 | 4,21 | OK | OK |
| 5 | 0,87 | 0,83 | 1,98 | 1,38 | OK | OK |

Assim sendo, conclui-se que a estrutura é **regular em planta**.

5.3.2 Critério de regularidade em altura

Para que um edifício seja considerado regular em altura, deve obedecer aos seguintes requisitos:

- Todos os elementos resistentes as ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos devem ser contínuos do topo à fundação, ou se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez e a massa dos pisos devem permanecer constantes ou apresentarem uma redução gradual, desde a base até ao topo do edifício;
- Nos edifícios porticado, a relação entre resistência real do piso e a resistência exigida pela análise, não deve variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes;

No caso de existirem pisos recuados, o art.º 4.2.3.3 da NP EN 1998-1 define critérios para verificar se a estrutura é regular em altura, algumas estão representadas na Figura 5.5.

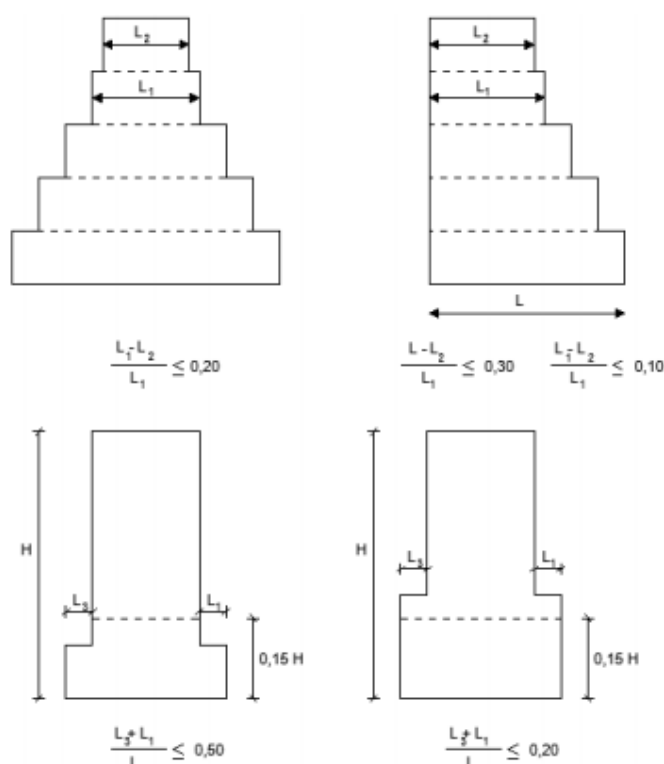
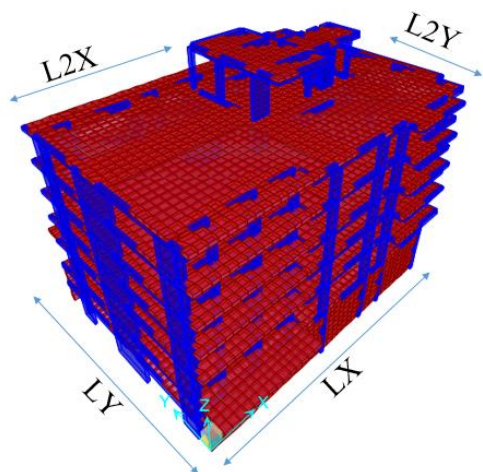


Figura 5.5-Critérios de regularidade dos edifícios com recuo

Para o edifício em estudo, representada na Figura 5.6, verificou-se que os pisos recuados não preservam a simetria, para o qual têm de ser verificadas as seguintes condições (art.º 4.2.3.3 (5) (c) da NP EN 1998-1):



onde :

$$LX = 35,20m;$$

$$LY = 25,20m;$$

$$L2X = 15,10m;$$

$$L2Y = 7,70m;$$

$$\begin{cases} \frac{LX - L2X}{LX} \leq 0,30 \\ \frac{LY - L2Y}{LY} \leq 0,30 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{35,20 - 15,10}{35,20} > 0,30 \\ \frac{25,20 - 7,70}{25,20} > 0,30 \end{cases}$$

Figura 5.6-Edifício

Pelos cálculos efetuados, conclui-se que a estrutura é *irregular em altura* para ambas as direções ortogonais, tendo como consequência a redução do coeficiente de comportamento.

5.4 Cálculo do coeficiente de comportamento

5.4.1 Classes de ductilidade

As características do comportamento sísmico de uma estrutura estão relacionadas com o nível de ductilidade que essa estrutura apresenta. Este fundamento é traduzido na NP EN 1998-1 pela classificação das estruturas consoante o comportamento não linear que se pretende explorar, atribuindo-se Classes de Ductilidade. Estas refletem-se na extensão em que são aplicados os princípios do projeto por capacidades resistentes (Robalo, 2011).

As verificações necessárias ao estado limite último estão relacionadas com a relação entre resistência e ductilidade dos elementos estruturais. Na NP EN 1998-1 a relação entre a resistência e a capacidade que a estrutura tem de dissipar energia é traduzida pelo coeficiente de comportamento q , e depende da classe de ductilidade utilizada.

Este regulamento possibilita a utilização de três classes de ductilidade, que permitem estabelecer um balanço entre a complexidade da estrutura e o coeficiente de redução da ação sísmica. Estas três classes de ductilidade são: a baixa (DCL), a média (DCM) e a alta (DCH).

- **Classe de ductilidade baixa (DCL)** – o dimensionamento sísmico considerado de baixa ductilidade é apenas recomendado para as zonas de baixa sismicidade, nas quais não ocorre atividade sísmica grande relevância. As estruturas classificadas nesta classe deverão responder predominantemente em “regime elástico”, uma vez que a sua baixa ductilidade não permite tirar partido do comportamento após cedência das armaduras. Como tal, a resistência às ações depende quase totalmente da resistência dos elementos estruturais e não

da sua capacidade de dissipação de energia. O valor do coeficiente de comportamento deverá ser $q=1,5$ a 2, sendo 1,5 para estruturas de betão armado e 2 só em casos especiais de estruturas metálicas ou mistas. De acordo com o art.º 5.2.1(2)P da NP EN 1998-1, estas estruturas classificadas como DCL podem ser concebidas unicamente através da aplicação das exigências de dimensionamento e pormenorização prescritas na NP EN 1992-1-1.

- **Classes de ductilidade média (DCM)** – as estruturas pertencentes a esta classe de ductilidade dispõem de boa capacidade de resposta e de dissipação de energia, pelo que o coeficiente de comportamento destas estruturas é superior à 1,5. Os elementos das estruturas seguem um conjunto de requisitos de dimensionamento e pormenorização para assegurar o seu comportamento dúctil.
- **Classe de ductilidade alta (DCH)** – a classe de ductilidade mais alta prevista na NP EN 1998-1 contempla estruturas capazes de desenvolver elevados níveis de plasticidade. Os elementos das estruturas desta classe seguem, portanto, prescrições mais estritas e rigorosas que os da classe anterior, apresentando coeficientes de comportamento muito superiores a estas.

A NP EN 1998-1 estabelece critérios sobre as características mínimas que os materiais estruturais usados nos elementos sísmicos primários devem possuir, consoante o tipo de ductilidade. Estas características estão resumidas na Tabela 5.8.

Tabela 5.8-Classes de ductilidade e as características dos materiais

| Classe de Ductilidade | DCL | DCM | DCH |
|--------------------------------|------------|---------------|-------------------------------|
| Classe do betão | Sem limite | $\geq C16/20$ | $\geq C20/25$ |
| Classe do aço (NP EN 1992-1-1) | B ou C | B ou C | C |
| Varões longitudinais | - | Nervurados | Nervurados |
| Sobre resistência do aço | Sem limite | Sem limite | $f_{yk,0,95} \leq 1,25f_{yk}$ |

5.4.2 Classificação do sistema estrutural

O bom comportamento de uma estrutura face à ação sísmica depende em boa parte da escolha de um sistema estrutural adequado. Para ter em conta esta premissa, a NP EN 1998-1 preconiza que o valor do coeficiente de comportamento a adotar deverá ser em função do tipo de sistema estrutural escolhido.

De acordo com o art.º 5.2.2.1(2) da NP EN 1998-1, uma estrutura em betão, desde que não seja categorizada como sendo um sistema torsionalmente flexível, poderá ser classificada em diferentes tipos de sistema consoante a direção horizontal ortogonal em análise. Assim sendo, os art.º 5.1.2 e 5.2.2.1 da mesma norma, distingue vários tipos de estruturas com base no seu comportamento as ações horizontais.

Para avaliar o tipo de sistema estrutural a que corresponde a estrutura em estudo, será necessário determinar a percentagem de resistência ao esforço de corte basal. Para isso, definiu-se no modelo de cálculo tridimensional concebido no SAP2000, um caso de análise com base no espectro de resposta elástico correspondente ao sismo afastado da NP EN 1998-1. De seguida, retirou-se para cada direção o valor do corte basal nos pilares e paredes, obtendo deste modo os seguintes valores:

Tabela 5.9-Percentagem de resistência ao esforço de corte basal dos pilares e das paredes

| | X | Y |
|------------------|----------|----------|
| Corte basal [kN] | 23003,11 | 20936,17 |
| Paredes [kN] | 20640,39 | 17265,07 |
| Paredes [%] | 89,73 | 82,47 |
| Pilares [kN] | 2362,72 | 3671,10 |
| Pilares [%] | 10,27 | 17,53 |

Da Tabela 5.9, constata-se que as paredes resistam pelo menos à 82,47% da força de corte basal, pelo que, a estrutura será classificada como **sistema de paredes** (é um sistema no qual a resistência, tanto as ações horizontais como verticais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base dos edifícios é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural).

5.4.3 Coeficiente de comportamento

Para estruturas dimensionadas para dissipação de energia e ductilidade, o valor do coeficiente de comportamento q (coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta de cálculo não linear), depende:

- Da classe de ductilidade escolhida;
- Do tipo de sistema estrutural;
- Da regularidade em altura.

De acordo com o art.º 5.2.2.2(1)P, o coeficiente de comportamento a utilizar para a definição do espectro de resposta de cálculo para ter em conta a capacidade de dissipação de energia nas estruturas de betão armado, deverá ser determinado para cada direção de cálculo pela expressão (5.12).

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (5.12)$$

Em que, q_0 é o valor base do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura (ver Tabela 5.10). k_w é o coeficiente que reflete o modo

de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, e que pretende ter em conta o efeito prejudicial de esforços transversos elevados na ductilidade e capacidade de dissipação de energia, assumindo valores entre 0,5 e 1,0: $k_w = 1$ para estruturas em pórtico ou equivalentes e $k_w = 1 + \alpha_0 / 3 \leq 1$, mas não inferior a 0,5 nos restantes casos, sendo α_0 a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural (art.º 5.2.2.2(11)P e (12) da NP EN 1998-1).

Tabela 5.10-Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura

| Tipo estrutural | DCM | DCH |
|--|------------------------|------------------------|
| Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas | $3,0\alpha_w/\alpha_1$ | $4,5\alpha_w/\alpha_1$ |
| Sistemas de paredes não acopladas | 3,0 | $4,0\alpha_w/\alpha_1$ |
| Sistema torsionalmente flexível | 2,0 | 3,0 |
| Sistema de pêndulo invertido | 1,5 | 2,0 |

Como se pode observar, a classe de ductilidade DCL não consta da tabela, isso porque o coeficiente de comportamento a adotar em estruturas de betão armado classificadas como tal, não depende do sistema estrutural nem da regularidade.

Visto que a estrutura é classificada como sendo um sistema de paredes, o coeficiente de comportamento base toma o valor de $q_0 = 3,0$. Para estruturas irregulares em altura, o valor de q_0 deverá ser reduzido em 20%.

De forma a quantificar o valor da esbelteza das paredes $\alpha_0 = \sum h_{wi} / l_{wi}$, determinou-se o comprimento em planta de cada uma das paredes resistentes do edifício. No que respeita à altura da parede foi considerado o valor total da parede, os quais vêm apresentados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11-Esbelteza das paredes

| Parede | l_{wi} [m] | h_{wi} [m] | α_0 |
|-------------|--------------|--------------|------------|
| Nb_200X25 | 2 | 26,05 | 9,41 |
| Nb_200X25 | 2 | 26,05 | |
| Nb_25X1,6 | 1,6 | 26,05 | |
| Nb_25X410 | 4,1 | 21,9 | |
| Nb_360X25 | 3,6 | 21,9 | |
| Nb_385X25 | 3,85 | 21,9 | |
| Par_120x25 | 2 | 26,05 | |
| Par_195x20 | 1,95 | 21,9 | |
| Par_195x20 | 1,95 | 21,9 | |
| Par_20x100 | 1 | 21,9 | |
| Par_20x100 | 1 | 21,9 | |
| Par_3,85x30 | 3,85 | 21,9 | |
| Par_30x130 | 1,3 | 21,9 | |
| Par_30x200 | 2 | 21,9 | |
| Par_30x200 | 2 | 21,9 | |
| Par_30x215 | 2,15 | 21,9 | |
| Par_30x410 | 5 | 21,9 | |
| Total | 41,35 | 388,90 | |

Por fim obtém-se:

$$\begin{cases} k_w = 1 + \alpha_0 / 3 = 1 + 9,41 / 3 = 1,00 \\ q = q_0 k_w = 3 \cdot 1 = 3 \cdot 0,80 = 2,40 \end{cases}$$

6. Análise sísmica

6.1 Ductilidade

No dimensionamento de estruturas sujeita à ação sísmica é usual tirar partido da sua capacidade de dissipação de energia, permitindo que se deformem além do limite elástico. Para tal, é preciso que os materiais apresentem ductilidade. A ductilidade pode ser definida como a capacidade de um elemento se deformar após cedência sem perda apreciável de capacidade resistente.

As estruturas de edifícios de betão armado projetadas para os níveis de ductilidade média (DCM) e alta (DCH) devem respeitar um conjunto específico de regras, condições e parâmetros de dimensionamento dos seus elementos, nomeadamente, paredes estruturais, pilares, vigas e fundações. Pretende-se com a utilização destes critérios garantir a ductilidade local necessária nas respetivas zonas críticas destes elementos, evitando que se formem mecanismos de rotura frágil indesejáveis, e garantir a ductilidade global da estrutura, evitando a formação de mecanismos de cedência parciais.

A exploração da ductilidade numa estrutura está diretamente ligada a uma análise não linear, que é mais complexa do que a análise elástica linear. Na prática de projeto, recorre-se à análise linear, dividindo o espectro de resposta elástico pelo coeficiente de comportamento. Este coeficiente permite transformar os resultados obtidos numa análise linear contabilizando o comportamento não linear.

A Figura 6.1 ilustra a importância do comportamento não linear. Se a estrutura apresentar um comportamento não linear, o facto do deslocamento imposto δ ser superior a δ_y , não significa que se atinja necessariamente o colapso. A estrutura entra em regime não linear e, para o mesmo deslocamento imposto, as forças que se desenvolvem são inferiores as que se desenvolveriam em regime linear. Pelo contrário, se em vez de um deslocamento se aplicasse uma força, a estrutura colapsaria para cargas superiores a $F_{NLinear}$.

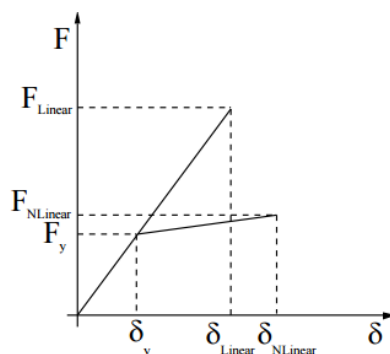


Figura 6.1-Resistencia das estruturas a deslocamentos impostos e o seu comportamento não linear

6.1.1 Condição de ductilidade global e local

De acordo com o art.º 4.4.2.3 da NP EN 1998, para serem verificadas as condições de ductilidade global e local, nos edifícios com estrutura porticada deve ser prevenida a formação de rótulas plásticas nos pilares, uma vez que estas formam um mecanismo de piso flexível (ver Figura 6.2). Para que este requisito seja cumprido em todos os nós de ligação pilar-viga primários, deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (6.1)$$

Em que:

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó.

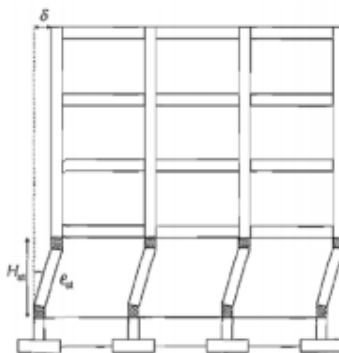


Figura 6.2-Mecanismo de rotura de piso flexível

Nas estruturas do tipo sistema de paredes, as próprias paredes impedem a formação do mecanismo de piso flexível, como se ilustra na Figura 6.3.

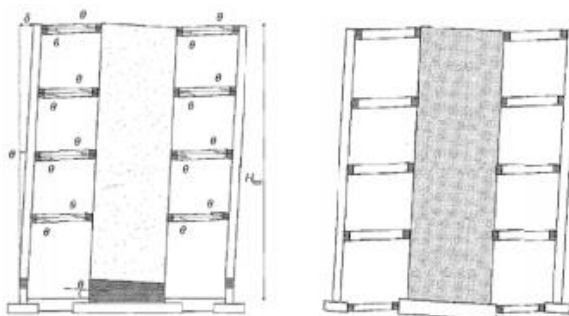


Figura 6.3-Sistema de paredes

6.2 Presença de caves e de paredes de enchimento

Do ponto de vista sísmico, a existência de caves na estrutura, é visto como um fator positivo de melhoria do comportamento do mesmo. As caves aumentam a rigidez e resistência a torção da estrutura e também permitem maior grau encastramento no solo.

As paredes de enchimento podem alterar de forma significativa o comportamento das estruturas de betão armado quando sujeitas a ações horizontais, alterando: i) a rigidez; ii) a resistência máxima; e iii) a capacidade de dissipação de energia, podendo introduzir danos severos ou mecanismos de colapso não previstos. A presença dos painéis de alvenaria pode introduzir irregularidades na resposta sísmica dos edifícios, em altura e em planta. A existência de pisos comerciais no rés-do-chão dos edifícios, ou de pisos técnicos, lojas, escritórios em pisos superiores pode introduzir uma descontinuidade da distribuição da rigidez em altura, podendo originar mecanismos de colapso que mobilizam apenas alguns pisos. A distribuição irregular das paredes de alvenaria no piso, quando não considerada em dimensionamento, introduz irregularidades em planta, com uma torção global do edifício que poderá induzir esforços adicionais não considerados no dimensionamento. Este efeito tende a solicitar com maior intensidade os pórticos exteriores dos edifícios. Além dos mecanismos globais, as paredes podem ainda induzir mecanismos de colapso local, por exemplo associados às aberturas dos painéis de alvenaria na localização das portas e janelas, que provocam uma altura de pilar livre mais curta que a prevista em projeto (normalmente, a altura entre pisos), tendo assim uma rigidez bastante superior que pode tender a originar um mecanismo de pilar curto com rotura por corte (Varum, H. et al.), como mostra a Figura 6.4.



Figura 6.4-Rotura por corte de um pilar junto a uma abertura-mecanismo tipo pilar curto (adaptado de H. Varum et al.)

Ainda, segundo Varum, H. et al., para os casos em que a resistência dos pilares seja suficiente de modo a evitar a sua rotura prematura, a rotura das paredes de alvenaria pode ocorrer segundo um dos seguintes mecanismos, ou até como resultado da combinação dos mesmos; *i*) rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa; *ii*) rotura por tração com fendilhação na

direção diagonal comprimida do painel; *iii*) rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos, como se pode observar na figura seguinte:

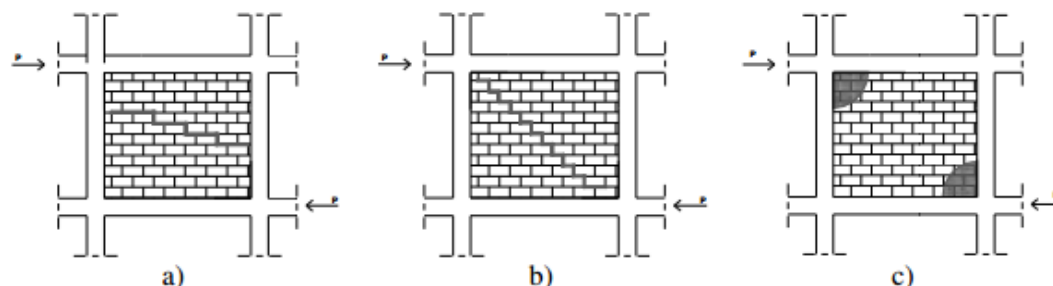


Figura 6.5-Mecanismo de rotura de painéis de alvenaria: a) rotura ao longo das juntas; b) rotura diagonal; c) rotura por esmagamento dos cantos comprimidos

6.3 Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral da estrutura

De acordo com o art.º 4.2.2(4) da NP EN 1998-1, a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deverá ser superior a 15% da de todos os elementos sísmicos primários. Assim sendo, antes de proceder ao dimensionamento das estruturas, torna-se necessário verificar esta condição, garantindo assim que a estrutura está em total conformidade com a regulamentação para o dimensionamento para a dissipação de energia e ductilidade.

Para efetuar esta verificação fez-se duas análises, obtendo-se os resultados para cada componente horizontal da ação sísmica, em que a primeira consiste em considerar a rigidez global da estrutura (sem consideração de rótulas nos elementos secundários), obtendo assim os deslocamentos d_2 , sendo na segunda análise, os resultados obtidos desprezando a contribuição dos elementos sísmicos secundários (colocação de rótulas nos elementos secundários), resistindo as ações laterais apenas o sistema primário, obtendo deste modo os deslocamentos d_1 .

Para realizar a análise apenas ao sistema primário, alterou-se a rigidez do sistema secundário (pilares/laje fungiforme), tornando-a nula, obtendo-se assim os deslocamentos d_1 , como referido anteriormente. Para obter esses deslocamentos, inseriu-se no modelo de cálculo o espectro elástico relativamente a ação sísmica do tipo 1, obtendo assim, os seguintes resultados para as duas direções ortogonais, como se pode observar na Tabela 6.1 e Tabela 6.2.

Tabela 6.1-Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral (direção X)

| Contribuição do Sistema Secundário-Direção X | | | | |
|--|--------------------|--------------------|-------|------|
| Piso | d ₁ [m] | d ₂ [m] | % | ≤15% |
| 0 | 0,0066 | 0,0066 | 0,122 | OK |
| 1 | 0,0122 | 0,0121 | 0,173 | OK |
| 2 | 0,0182 | 0,0181 | 0,193 | OK |
| 3 | 0,0247 | 0,0246 | 0,485 | OK |
| 4 | 0,0308 | 0,0306 | 0,885 | OK |
| 5 | 0,0394 | 0,0381 | 3,255 | OK |

Tabela 6.2-Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral (direção Y)

| Contribuição do Sistema Secundário-Direção y | | | | |
|--|--------------------|--------------------|-------|------|
| Piso | d ₁ [m] | d ₂ [m] | % | ≤15% |
| 0 | 0,0087 | 0,0087 | 0,585 | OK |
| 1 | 0,0150 | 0,0148 | 1,310 | OK |
| 2 | 0,0217 | 0,0211 | 2,593 | OK |
| 3 | 0,0290 | 0,0279 | 3,654 | OK |
| 4 | 0,0356 | 0,0340 | 4,496 | OK |
| 5 | 0,0461 | 0,0416 | 9,682 | OK |

6.4 Análise modal por espectro de resposta

A NP EN 1998-1 propõe quatro diferentes procedimentos para avaliação sísmica de estruturas:

$$\begin{array}{l}
 \text{Tipo de análise} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Linear} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Estático} \Rightarrow \text{Método das Forças Laterais} \\
 \text{Dinâmico} \Rightarrow \text{Análise Modal por Espectro de Resposta}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Não linear} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Estático} \Rightarrow \text{Pushover} \\
 \text{Dinâmico} \Rightarrow \text{Análise Temporal Não Linear (Time - History)}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

De acordo com o art.º 4.3.3.1(2) da NP EN 1998-1, o método de referência para determinação dos efeitos sísmicos deve ser o da análise modal por espectro de resposta, utilizando um modelo linear da estrutura e o espectro de resposta de cálculo. Para o trabalho adotou-se este método de análise.

Uma vez efetuada e verificada a modelação da estrutura, é possível determinar as frequências próprias e modos de vibração da estrutura, efetuando-se para tal efeito uma análise modal através do programa de cálculo automático SAP2000. Os modos de vibração são representações da configuração da deformada da estrutura quando esta está a vibrar com uma determinada frequência, logo para cada modo de vibração existe uma frequência própria associada. Estas características são inerentes à estrutura e, portanto, não dependem da solicitação sísmica. O período representa o tempo

que a estrutura demora a completar um ciclo de oscilação em regime livre. A frequência, que corresponde ao inverso do período, representa a grandeza física que indica o número de oscilações de num determinado intervalo de tempo, ou seja, quanto mais rígida for a estrutura, maior será a sua frequência.

Para este tipo de análise deve-se considerar todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura. Para que essa exigência seja satisfeita, deve-se verificar:

- A soma das massas dos modos de vibração considerados deve corresponder a pelo menos 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos de vibração com massas superiores a 5% da massa total da estrutura devem ser considerados.

Para o caso em estudo, não foi possível satisfazer os pressupostos anteriormente apresentados. Em alternativa, a NP EN 1998-1 no art.º 4.3.3.3.1(5) estipula os seguintes critérios a serem satisfeitos para uma análise espacial:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (6.2)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (6.3)$$

Em que k o número de modos considerados, n o número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida, e T_k o período de vibração do modo k .

Após breve análise do modelo, obtiveram-se os seguintes valores dos períodos e da participação da massa, que constam na Tabela 6.3.

Tabela 6.3-Períodos e fatores de participação modal

| Modo | Período [s] | f [Hz] | UX [%] | UY [%] | RZ [%] | ΣUX [%] | ΣUY [%] | ΣRZ [%] |
|------|-------------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| 1 | 0,78 | 1,28 | 5,47% | 51,67% | 1,60% | 5,47% | 51,67% | 1,60% |
| 2 | 0,68 | 1,46 | 48,95% | 6,69% | 0,54% | 54,43% | 58,36% | 2,15% |
| 3 | 0,61 | 1,64 | 1,33% | 1,10% | 54,83% | 55,75% | 59,46% | 56,98% |
| 4 | 0,34 | 2,98 | 0,24% | 0,92% | 0,01% | 55,99% | 60,37% | 56,99% |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| 14 | 0,17 | 5,80 | 0,34% | 0,13% | 0,00% | 67,64% | 74,97% | 57,91% |
| 15 | 0,17 | 6,00 | 0,00% | 0,01% | 0,12% | 67,64% | 74,98% | 58,03% |
| 16 | 0,16 | 6,13 | 0,84% | 1,23% | 10,83% | 68,48% | 76,20% | 68,86% |
| 17 | 0,16 | 6,23 | 0,00% | 0,00% | 0,01% | 68,48% | 76,20% | 68,88% |

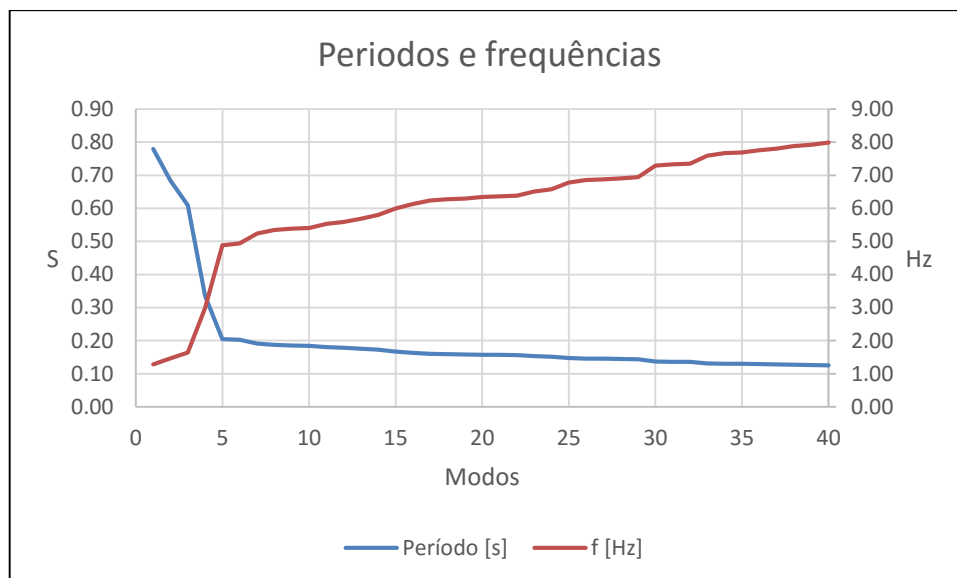


Figura 6.6-Periodos e frequências dos modos de vibração

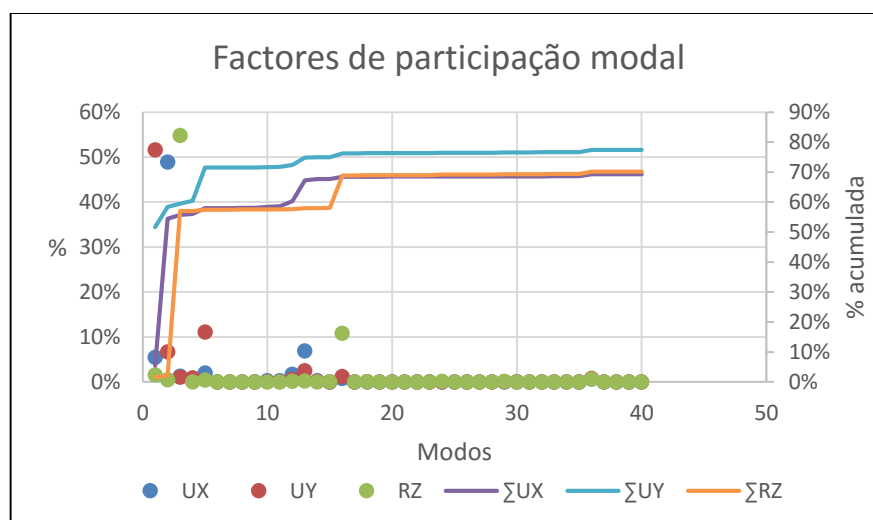


Figura 6.7-Percentagem de participação modal e acumulada

Nesta análise foram considerados os primeiros 17 modos de vibração onde 68,48% da massa total é mobilizada em segundo x, 76,22% é mobilizada em y e 68,88% é mobilizada segunda uma rotação em torno de z.

Visto que as percentagens de participação de massa não chegam à ordem dos 90% (principalmente nos de translação), os valores apresentados inicialmente não seriam suficientes para efetuar uma boa análise dos resultados. O motivo pelo qual estes valores não são atingidos, deve-se ao facto dos dois primeiros pisos da estrutura possuírem um muro a volta que restringe os deslocamentos das lajes desses pisos, isto é, as massas desses elementos não podem ser mobilizadas.

$$\begin{cases} k = 17 \\ T_k = 0,16 \\ n = 6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 17 \geq 3 \cdot \sqrt{6} \\ 0,16 \leq 0,20s \end{cases} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

De modo a confirmar a percentagem de massa acima da cave rígida que é mobilizada, fez-se um modelo que começa onde termina a cave rígida. Com este novo modelo, foi preciso 30 modos para mobilizar mais de 95% da massa. Os valores de participação segundo as translações x e y, e a rotação em z foram de 94,25%, 95,27 e 94,76% respetivamente.

Nas figuras que se seguem estão apresentados os três primeiros modos de vibração da estrutura.

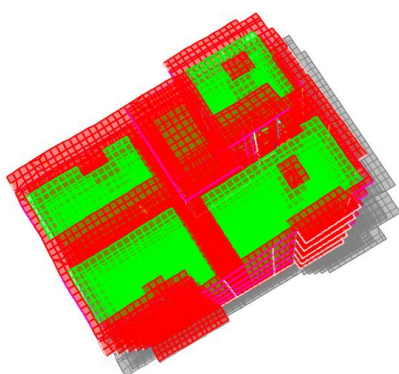


Figura 6.9-Primeiro modo de vibração (translação em Y)

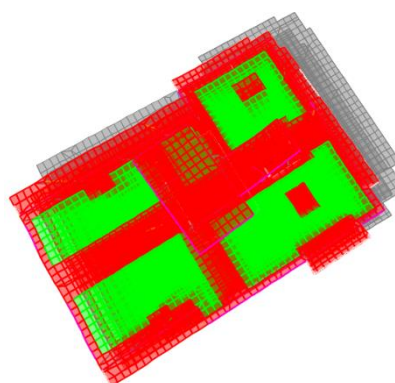


Figura 6.8-Segundo modo de vibração (translação em X)

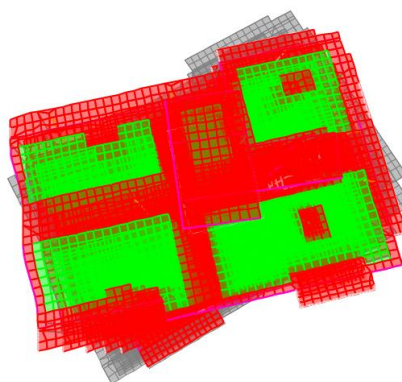


Figura 6.10-Terceiro modo de vibração (torção)

Analisando as figuras, constata-se que apesar do primeiro modo de vibração ser de translação em torno de y, a sua configuração apresenta uma pequena rotação em torno do centro de rigidez. No segundo modo, translação em x, apresenta também uma pequena rotação, apesar de que a participação da massa em torno de z ser inferior da verificada no primeiro modo. Por último, o terceiro modo apresenta de uma forma clara a rotação em torno de z (torção).

6.4.1 Combinação das respostas modais

De acordo com o art.º 4.3.3.3.2 da NP EN 1998-1, na combinação das respostas modais podem-se considerar dois modos de vibração independentes se, o modo de vibração seguinte tiver um período de vibração igual ou inferior a 90% do modo de vibração anterior. Caso esta condição se verifique, os valores dos efeitos da ação sísmica poderão ser obtidos através da raiz quadrada da soma dos quadrados, SRSS (Square Root of Sum of Squares), pela aplicação da seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (6.4)$$

Em que,

E_E efeito da ação sísmica considerado;

E_{Ei} valor do efeito da ação sísmica devido ao modo i .

Visto que, o uso da combinação SRSS produz bons resultados quando as frequências próprias da estrutura não se encontrem muito próximas entre si, a NP EN 1998-1 no art.º 4.3.3.3.2 (3) sugere que, no caso da condição anterior não seja verificada, devem adotar-se métodos mais rigorosos para a combinação dos máximos modais, como por exemplo a combinação quadrática completa (CQC) dada pela seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} \cdot E_{Ei} \cdot E_{En}} \quad (6.5)$$

Sendo ρ o coeficiente de correlação modal, que toma o seguinte valor:

$$\rho_{in} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{in}) \cdot \beta_{in}^{3/2}}{(1 + \beta_{in}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{in} \cdot (1 + \beta_{in})^2} \quad (6.6)$$

Com,

$$\beta_{in} = \frac{p_i}{p_n} \quad (6.7)$$

p_i frequência própria do modo i ;

p_n frequência própria do modo p_n ;

ξ coeficiente de amortecimento.

Visto que, para a estrutura em estudo as frequências próprias dos modos de vibração são próximas entre si, optou-se por considerar a combinação quadrática completa (CQC).

6.4.2 Efeitos acidentais de torção

A NP EN 1998-1 indica que, de forma a ter em conta a incerteza na localização das massas e da rigidez, sempre que se utiliza um modelo espacial, os efeitos acidentais de torção deverão ser tidos em conta. Aplicaram-se momentos torsores M_{ai} , com o mesmo sentido, ao nível do centro de rigidez de cada piso. A aplicação de tais momentos equivale a admitir que o centro de massa está deslocado da sua posição real de uma excentricidade acidental em ambas as direções ortogonais. Aplicando-se aí uma força horizontal F_i em cada uma das direções, produzem-se os referidos momentos torsores, de acordo com o art.º 4.3.3.3(1) da NP EN 1998-1.

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (6.8)$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (6.9)$$

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (6.10)$$

Em que:

e_{ai} excentricidade acidental da massa do piso i , calculada através da expressão $e_{ai} = 0,05 \cdot L_i$ para todas as direções consideradas;

F_i força horizontal atuando no piso i para todas as direções relevantes;

F_b força de corte sísmica na base;

z_i, z_j altura das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (neste caso acima do piso 2).

Primeiramente determinou-se as excentricidades para cada direção, obtendo os seguintes valores que se apresentam na Tabela 6.4.

Tabela 6.4-Excentricidades acidentais para cada direção

| Piso | L_x [m] | L_y [m] | e_{ax} [m] | e_{ay} [m] |
|------|-----------|-----------|--------------|--------------|
| -2 | 34,00 | 24,00 | 1,70 | 1,20 |
| -1 | 34,00 | 25,65 | 1,70 | 1,28 |
| 0 | 35,20 | 25,20 | 1,76 | 1,26 |
| 1 | 35,20 | 25,20 | 1,76 | 1,26 |
| 2 | 35,20 | 25,20 | 1,76 | 1,26 |
| 3 | 35,20 | 25,20 | 1,76 | 1,26 |
| 4 | 35,20 | 25,20 | 1,76 | 1,26 |
| 5 | 14,30 | 11,30 | 0,72 | 0,57 |

Para determinar a força de corte na base é preciso calcular à priori os valores de pico da aceleração para cada direção. A massa total do edifício é aproximadamente 8580,54 ton. Aplicando a expressão (6.10), para cada uma das direções consideradas, obtém-se os valores da força de corte apresentadas na Tabela 6.5 e Tabela 6.6.

Tabela 6.5-Força de corte na base para a direção X

| Direção X | | | | | |
|-----------|-----------|-----------|---------------------------|-----------|---------------|
| Sismo | T_C [s] | T_1 [s] | S_d [m/s ²] | λ | F_{bx} [kN] |
| 1 | 0,60 | 0,68 | 2,15 | 0,85 | 10580,41 |
| 2 | 0,25 | 0,68 | 0,99 | 1,00 | 5721,26 |

Tabela 6.6-Força de corte na base para a direção Y

| Direção Y | | | | | |
|-----------|-----------|-----------|---------------------------|-----------|---------------|
| Sismo | T_C [s] | T_1 [s] | S_d [m/s ²] | λ | F_{by} [kN] |
| 1 | 0,60 | 0,78 | 1,88 | 0,85 | 9264,64 |
| 2 | 0,25 | 0,78 | 2,08 | 1,00 | 12023,44 |

Os valores das massas para os pisos acima da cave rígida encontram-se apresentadas na Tabela 6.7.

Tabela 6.7-Massa em cada piso acima da cave rígida

| Piso | Z_i [m] | m_i [ton] | $m_i Z_i$ |
|----------|-----------|-------------|-----------|
| 0 | 9,30 | 1179,22 | 10966,72 |
| 1 | 12,30 | 1146,61 | 14103,32 |
| 2 | 15,30 | 1176,01 | 17992,90 |
| 3 | 18,60 | 1186,70 | 22072,56 |
| 4 | 21,90 | 984,04 | 21550,40 |
| 5 | 26,05 | 121,16 | 3156,22 |
| Σ | - | 5793,73 | 89842,12 |

Aplicando a expressão (6.9), e conhecidas as forças de corte basal, torna-se possível determinar a força horizontal atuante em cada piso para cada direção. Os valores determinados encontram-se na Tabela 6.8.

Tabela 6.8-Forças horizontais acima da cave rígida

| Piso | Sismo 1 | | Sismo 2 | |
|------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | F _{ix} [kN] | F _{iy} [kN] | F _{ix} [kN] | F _{iy} [kN] |
| 0 | 1291,51 | 1130,90 | 698,37 | 1467,66 |
| 1 | 1660,90 | 1454,35 | 898,12 | 1887,43 |
| 2 | 2118,96 | 1855,45 | 1145,81 | 2407,96 |
| 3 | 2599,41 | 2276,15 | 1405,61 | 2953,94 |
| 4 | 2537,92 | 2222,31 | 1372,36 | 2884,06 |
| 5 | 371,70 | 325,47 | 200,99 | 422,39 |
| Σ | 10580,41 | 9264,64 | 5721,26 | 12023,44 |

Por ultimo, aplicado a expressão (6.8), obtém-se os seguintes valores dos momentos torsores que se apresentam na Tabela 6.9.

Tabela 6.9-Momento torsores

| Piso | Sismo 1 | | Sismo 2 | |
|------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | M _{ax} [kN,m] | M _{ay} [kN,m] | M _{ax} [kN,m] | M _{ay} [kN,m] |
| 0 | 1627,31 | 1990,39 | 879,95 | 2583,08 |
| 1 | 2092,73 | 2559,66 | 1131,63 | 3321,87 |
| 2 | 2669,89 | 3265,60 | 1443,72 | 4238,02 |
| 3 | 3275,26 | 4006,03 | 1771,07 | 5198,93 |
| 4 | 3197,78 | 3911,26 | 1729,17 | 5075,94 |
| 5 | 210,01 | 232,71 | 113,56 | 302,01 |

6.5 Efeitos de segunda ordem

A ação sísmica pode levar ao surgimento de elevados deslocamentos entre pisos nas estruturas de betão armado, originando uma excentricidade de carga nos elementos verticais. A contabilização destes efeitos em estruturas depende do valor do coeficiente de sensibilidade θ . De acordo com o art.º 4.4.2.2(2) da NP EN 1998-1, não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem sempre que a seguinte condição for verificada.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (6.11)$$

Em que:

θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

- P_{tot} carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluído este, na situação de projeto sísmica;
- V_{tot} força de corte sísmica total no piso considerado;
- h altura entre pisos;
- d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado.

O valor do coeficiente θ não deve ser superior a 0,3 (art.º 4.4.2.2(P) da NP EN 1998-1). Caso seja superior a este valor é preciso alterar a estrutura dotando-a de uma maior rigidez. Para $0,1 < \theta \leq 0,2$ a NP EN 1998-1 permite que os efeitos de segunda ordem sejam contabilizados de forma aproximada multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a $1 / 1 - \theta$.

Os deslocamentos devido à ação sísmica d_s em qualquer ponto envolvem a multiplicação do coeficiente de comportamento q . O art.º 4.3.4(1) da NP EN 1998-1 refere que se for efetuada uma análise linear, os deslocamentos devido à ação sísmica de cálculo podem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão:

$$d_s = q_d d_e \quad (6.12)$$

Em que q_d é o coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q , salvo indicação em contrário.

Ainda o mesmo artigo especifica que o valor de d_s tem que ser superior ao valor determinado a partir do espectro elástico. De modo a quantificar o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, nas direções consideradas, retirou-se do programa de cálculo automático os deslocamentos d_e , para cada direção considerada, determinados no centro de rigidez ao nível de cada piso. Os valores obtidos são os apresentados na Tabela 6.10 e Tabela 6.11.

Tabela 6.10-Deslocamentos relativos devido a ação sísmica do tipo 1

| Piso | d_{ex} [m] | $d_{sx}=q*d_e$ [m] | d_{ey} [m] | $d_{sy}=q*d_e$ [m] |
|------|--------------|--------------------|--------------|--------------------|
| 0 | 6,56E-03 | 1,57E-02 | 8,72E-03 | 2,09E-02 |
| 1 | 1,22E-02 | 2,92E-02 | 1,50E-02 | 3,61E-02 |
| 2 | 1,82E-02 | 4,36E-02 | 2,17E-02 | 5,21E-02 |
| 3 | 2,47E-02 | 5,94E-02 | 2,90E-02 | 6,96E-02 |
| 4 | 3,08E-02 | 7,40E-02 | 3,56E-02 | 8,55E-02 |
| 5 | 3,94E-02 | 9,46E-02 | 4,61E-02 | 1,11E-01 |

Tabela 6.11-Deslocamentos relativos devido a ação sísmica do tipo 2

| Piso | d_{cx} [m] | $d_{sx}=q*d_c$ [m] | d_{cy} [m] | $d_{sy}=q*d_c$ [m] |
|------|--------------|--------------------|--------------|--------------------|
| 0 | 3,09E-03 | 7,41E-03 | 4,14E-03 | 9,95E-03 |
| 1 | 5,66E-03 | 1,36E-02 | 7,01E-03 | 1,68E-02 |
| 2 | 8,37E-03 | 2,01E-02 | 1,00E-02 | 2,40E-02 |
| 3 | 1,14E-02 | 2,73E-02 | 1,33E-02 | 3,20E-02 |
| 4 | 1,42E-02 | 3,41E-02 | 1,64E-02 | 3,94E-02 |
| 5 | 1,82E-02 | 4,38E-02 | 2,14E-02 | 5,14E-02 |

Através da Figura 6.11 observa-se que os maiores deslocamentos ocorrem na direção y quando sujeita à ação sísmica do tipo 1.

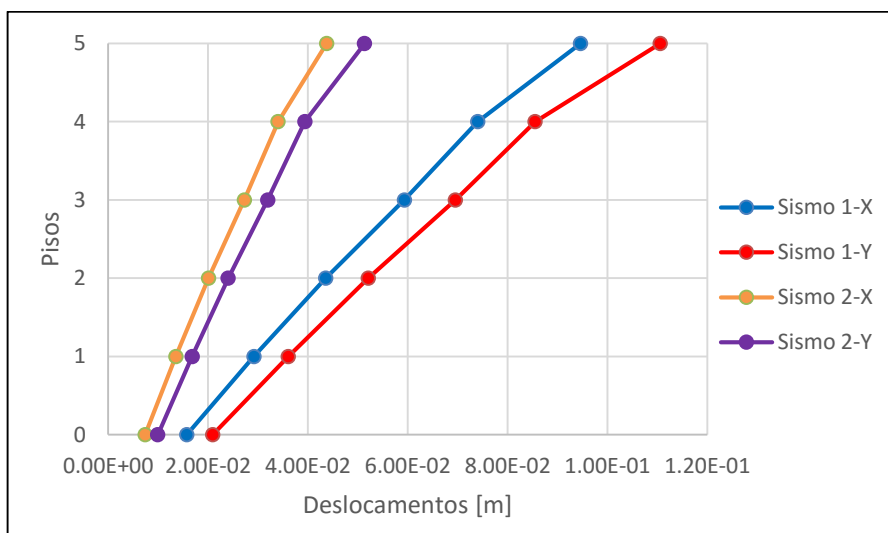


Figura 6.11-Representação gráfica dos deslocamentos devido à ação sísmica

Os valores do coeficiente de sensibilidade, θ , e dos deslocamentos relativos entre pisos d_r são os apresentados nas tabelas que se seguem.

Tabela 6.12-Verificação da necessidade de contabilização dos efeitos de segunda ordem (sismo1)

| Piso | P_{tot} [kN] | Sismo 1-Dirreção X | | | | Sismo 1-Dirreção Y | | | |
|------|----------------|--------------------|-----------|----------|--------------------|--------------------|-----------|----------|--------------------|
| | | V_{tot} [kN] | d_r [m] | θ | $\theta \leq 0,10$ | V_{tot} [kN] | d_r [m] | θ | $\theta \leq 0,10$ |
| 0 | 45268,36 | 9288,89 | 1,43E-02 | 0,0179 | OK | 8133,73 | 1,66E-02 | 0,0236 | OK |
| 1 | 34020,10 | 7627,99 | 1,35E-02 | 0,0200 | OK | 6679,38 | 1,51E-02 | 0,0257 | OK |
| 2 | 22483,47 | 5509,03 | 1,44E-02 | 0,0196 | OK | 4823,93 | 1,60E-02 | 0,0249 | OK |
| 3 | 10841,98 | 2909,62 | 1,58E-02 | 0,0178 | OK | 2547,78 | 1,75E-02 | 0,0225 | OK |
| 4 | 1188,58 | 371,70 | 1,47E-02 | 0,0142 | OK | 325,47 | 1,60E-02 | 0,0177 | OK |
| 5 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Tabela 6.13-Verificação da necessidade de contabilização dos efeitos de segunda ordem (sismo2)

| Piso | P _{tot} [kN] | Sismo 2-Dirreção X | | | | Sismo 2-Dirreção Y | | | |
|------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------|--------|-----------------------|--------------------|--------|--------|
| | | V _{tot} [kN] | d _r [m] | θ | θ≤0,10 | V _{tot} [kN] | d _r [m] | θ | θ≤0,10 |
| 0 | 45268,36 | 5022,88 | 6,72E-03 | 0,0155 | OK | 10555,78 | 7,76E-03 | 0,0085 | OK |
| 1 | 34020,10 | 4124,77 | 6,16E-03 | 0,0169 | OK | 8668,35 | 6,88E-03 | 0,0090 | OK |
| 2 | 22483,47 | 2978,96 | 6,52E-03 | 0,0164 | OK | 6260,39 | 7,21E-03 | 0,0086 | OK |
| 3 | 10841,98 | 1573,35 | 7,19E-03 | 0,0150 | OK | 3306,45 | 7,94E-03 | 0,0079 | OK |
| 4 | 1188,58 | 200,99 | 6,78E-03 | 0,0121 | OK | 422,39 | 7,41E-03 | 0,0063 | OK |
| 5 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Uma vez que todos os valores do coeficiente de sensibilidade são inferiores à 0,10, não é necessário amplificar os efeitos da ação sísmica para ter em conta os efeitos de segunda ordem.

6.6 Limitação de danos

Segundo o art.º 4.4.3.1 da NP EN 1998-1 considera-se satisfeito o requisito de limitação de danos se os deslocamentos entre pisos, d_r , provocados por uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a ação sísmica de cálculo, forem limitados por:

$$d_r \nu \leq 0,005h \quad (6.13)$$

Em que, ν é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos (consultando o Quadro NA.III da NP EN 1998-1, assumiu-se $\nu = 0,40$ para a ação sísmica do tipo 1 e $\nu = 0,55$ para a ação sísmica do tipo 2), h a altura entre pisos e d_r valor de cálculo do deslocamento entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado.

Aplicando a expressão (6.13) anterior, obtiveram-se os valores dos deslocamentos relativos entre pisos, corresponde a cada ação sísmica para as duas direções ortogonais, que se apresentam nas tabelas seguinte:

Tabela 6.14-Deslocamentos e verificação da limitação de danos, (sismo1-direção x)

| Sismo 1-Dirreção X | | | | | | | |
|--------------------|-------|--------------------|--------------------------------------|--------------------|--|-------------|-------------------------|
| Piso | h [m] | d _c [m] | d _s =q*d _c [m] | d _r [m] | d _r ν=d _r *0,4 [m] | 0,005*h [m] | d _r ν≤0,005h |
| 0 | 3,90 | 6,56E-03 | 1,57E-02 | 1,43E-02 | 5,73E-03 | 0,020 | OK |
| 1 | 3,00 | 1,22E-02 | 2,92E-02 | 1,35E-02 | 5,38E-03 | 0,015 | OK |
| 2 | 3,00 | 1,82E-02 | 4,36E-02 | 1,44E-02 | 5,75E-03 | 0,015 | OK |
| 3 | 3,30 | 2,47E-02 | 5,94E-02 | 1,58E-02 | 6,31E-03 | 0,017 | OK |
| 4 | 3,30 | 3,08E-02 | 7,40E-02 | 1,47E-02 | 5,87E-03 | 0,017 | OK |
| 5 | 4,15 | 3,94E-02 | 9,46E-02 | - | - | - | - |

Tabela 6.15- Deslocamentos e verificação da limitação de danos, (sismo1-direção y)

| Sismo 1-Dirreção Y | | | | | | | |
|--------------------|-------|--------------------|--------------------------------------|--------------------|---|-------------|--------------------------|
| Piso | h [m] | d _e [m] | d _s =q*d _e [m] | d _r [m] | d _{r,v} =d _r *0,4 [m] | 0,005*h [m] | d _{r,v} ≤0,005h |
| 0 | 3,90 | 8,72E-03 | 2,09E-02 | 1,66E-02 | 6,62E-03 | 0,020 | OK |
| 1 | 3,00 | 1,50E-02 | 3,61E-02 | 1,51E-02 | 6,06E-03 | 0,015 | OK |
| 2 | 3,00 | 2,17E-02 | 5,21E-02 | 1,60E-02 | 6,41E-03 | 0,015 | OK |
| 3 | 3,30 | 2,90E-02 | 6,96E-02 | 1,75E-02 | 6,98E-03 | 0,017 | OK |
| 4 | 3,30 | 3,56E-02 | 8,55E-02 | 1,60E-02 | 6,39E-03 | 0,017 | OK |
| 5 | 4,15 | 4,61E-02 | 1,11E-01 | - | - | - | - |

Tabela 6.16- Deslocamentos e verificação da limitação de danos, (sismo2-direção x)

| Sismo 2-Dirreção X | | | | | | | |
|--------------------|-------|--------------------|--------------------------------------|--------------------|--|-------------|--------------------------|
| Piso | h [m] | d _e [m] | d _s =q*d _e [m] | d _r [m] | d _{r,v} =d _r *0,55 [m] | 0,005*h [m] | d _{r,v} ≤0,005h |
| 0 | 3,90 | 3,09E-03 | 7,41E-03 | 6,72E-03 | 3,70E-03 | 0,020 | OK |
| 1 | 3,00 | 5,66E-03 | 1,36E-02 | 6,16E-03 | 3,39E-03 | 0,015 | OK |
| 2 | 3,00 | 8,37E-03 | 2,01E-02 | 6,52E-03 | 3,59E-03 | 0,015 | OK |
| 3 | 3,30 | 1,14E-02 | 2,73E-02 | 7,19E-03 | 3,95E-03 | 0,017 | OK |
| 4 | 3,30 | 1,42E-02 | 3,41E-02 | 6,78E-03 | 3,73E-03 | 0,017 | OK |
| 5 | 4,15 | 1,82E-02 | 4,38E-02 | - | - | - | - |

Tabela 6.17- Deslocamentos e verificação da limitação de danos, (sismo2-direção y)

| Sismo 2-Dirreção Y | | | | | | | |
|--------------------|-------|--------------------|--------------------------------------|--------------------|--|-------------|--------------------------|
| Piso | h [m] | d _e [m] | d _s =q*d _e [m] | d _r [m] | d _{r,v} =d _r *0,55 [m] | 0,005*h [m] | d _{r,v} ≤0,005h |
| 0 | 3,90 | 4,14E-03 | 9,95E-03 | 7,76E-03 | 4,27E-03 | 0,020 | OK |
| 1 | 3,00 | 7,01E-03 | 1,68E-02 | 6,88E-03 | 3,78E-03 | 0,015 | OK |
| 2 | 3,00 | 1,00E-02 | 2,40E-02 | 7,21E-03 | 3,96E-03 | 0,015 | OK |
| 3 | 3,30 | 1,33E-02 | 3,20E-02 | 7,94E-03 | 4,37E-03 | 0,017 | OK |
| 4 | 3,30 | 1,64E-02 | 3,94E-02 | 7,41E-03 | 4,08E-03 | 0,017 | OK |
| 5 | 4,15 | 2,14E-02 | 5,14E-02 | - | - | - | - |

Face aos resultados apresentados na Tabela 6.14, Tabela 6.15, Tabela 6.16 e Tabela 6.17, o requisito de limitação de danos fica satisfeito.

6.7 Condição de junta sísmica

O art.º 4.4.2.7 da NP EN 1998-1 impõe que os edifícios devem ser protegidos contra colisões com estruturas adjacentes, provocadas por sismos (ver Figura 6.12). Para a verificação da junta sísmica, deve-se assegurar que a distância entre a linha de contorno e os potenciais pontos de impacto (Δ) não seja inferior ao deslocamento máximo calculado pela seguinte expressão:

$$\Delta = \sqrt{d_{i,1}^2 + d_{i,2}^2} \quad (6.14)$$

Com:

d_i máximo deslocamento horizontal de cada um dos edifícios em análise, calculados através da expressão (6.12) do presente trabalho.

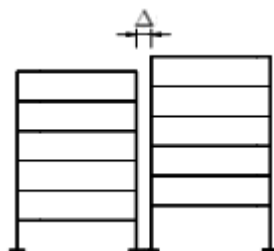


Figura 6.12-Edifícios adjacentes com diferente altura entre pisos (adaptado de Jacinto, Luciano, 2014)

De acordo com o art.º 4.4.2.7(3) da NP EN 1998-1, caso os níveis dos pisos das estruturas adjacentes forem os mesmos, facto que representa um desagravamento dos efeitos de *Pounding*, a abertura da junta poderá ser reduzida por um fator igual a 0,7 (ver Figura 6.13).

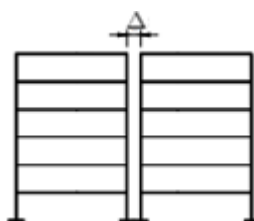


Figura 6.13-Edifícios adjacentes com a mesma altura (adaptado de Jacinto, Luciano, 2014)

Sendo que, os maiores deslocamentos ocorrem durante a atuação da ação sísmica do tipo 1, determinou-se o seguinte valor da abertura da junta sísmica:

Tabela 6.18-Valor da abertura da junta sísmica para a ação sísmica do tipo 1

| Piso | Bloco 1 - X | | Bloco 2 - X | | Δ [m] | $0.7*\Delta$ [m] |
|------|-------------|-----------------|-------------|-----------------|--------------|------------------|
| | d_e [m] | $d_s=q*d_e$ [m] | d_e [m] | $d_s=q*d_e$ [m] | | |
| 0 | 0,0066 | 0,0157 | 0,0066 | 0,0157 | 0,10 | 0,07 |
| 1 | 0,0122 | 0,0292 | 0,0122 | 0,0292 | | |
| 2 | 0,0182 | 0,0436 | 0,0182 | 0,0436 | | |
| 3 | 0,0247 | 0,0594 | 0,0247 | 0,0594 | | |
| 4 | 0,0308 | 0,0740 | 0,0308 | 0,0740 | | |

7. Verificação de segurança

7.1 Estados limites últimos

Os estados limites últimos (ELU) são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de rutura estrutural, que determine a incapacidade do uso da estrutura. Em geral o método dos estados limites últimos consiste em comparar uma grandeza atuante (efeito das ações) com uma grandeza resistente, expressa nas mesmas unidades, procurando-se garantir que o esforço resistente de uma secção terá que ser maior que o esforço atuante de cálculo.

O valor da ação atuante é representado pela combinação de ações mais desfavorável, face à verificação de segurança em causa, que pode, essencialmente, ser relativa aos seguintes estados limites últimos:

- Flexão;
- Esforço transversal;
- Punçoamento;

7.2 Lajes

7.2.1 Laje fungiforme aligeirada

As lajes fungiformes aligeiradas apresentam um fraco comportamento sísmico, apresentando pouca resistência às ações horizontais, pelo que deve ser dimensionada para ações verticais e horizontais. A ausência de vigas diminui fortemente as restrições à rotação dos pilares ao nível dos pisos, conforme se ilustra na Figura 7.1. Assim sendo, os deslocamentos e os esforços dos pilares aumentam quando sujeitos a forças horizontais, tornando este tipo de estrutura muito menos eficiente na resistência a ações horizontais. Isto deve-se ao facto de as rotações das secções transversais do pilar aumentarem ao longo da altura, o que torna este efeito tanto mais gravoso quanto maior o número de pisos.

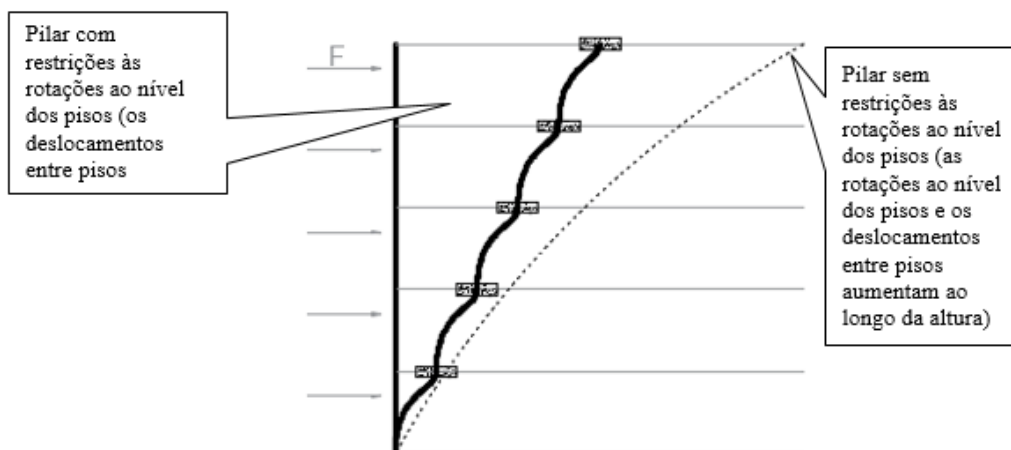


Figura 7.1-Efeito das restrições ao nível dos pisos na rigidez dos pilares sob cargas horizontais

Tanto as lajes fungiformes aligeiradas como os pilares que os suportam foram considerados como elementos secundários, aplicando apenas as regras da NP EN 1992-1-1.

Armadura longitudinal mínima

É preciso separar o dimensionamento das armaduras na zona aligeirada e na zona maciça. Na zona dos maciços, a armadura será calculada por metro, e a sua distribuição será uniforme. Nas zonas aligeiradas a armadura será disposta nas nervuras, o que implica que a armadura não será calculada por metro, mas sim por nervura.

O dimensionamento das lajes é efetuado com base nos momentos fletores obtidos através do programa SAP2000, tendo como base as regras estabelecidas na NP EN 1992-1-1.

A armadura principal mínima a adotar não deve ser inferior aos valores mínimos estabelecidos pela referida norma. O valor da armadura mínima de flexão é calculado de forma análoga às vigas, de acordo com o art.º 9.2.1.1(1) da NP EN 1992-1-1, sendo dada por:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ mas não inferior a } 0,0013 \times b_t \times d \quad (7.1)$$

Em que:

b_t representa a largura média da zona tracionada;

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ para } f_{ck} \leq 50 / 60 \rightarrow f_{ck} = 30MPa \Rightarrow f_{ctm} \simeq 2,9MPa$$

Para a zona maciça, $h_{laje} = 0,37 \text{ m}$, $d = 0,345$, $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$ e $f_{yd} = 348 \text{ MPa}$ tem-se:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{400} \cdot 1,0 \cdot 0,345 = 0,000649m^2 / m = 6,5cm^2 / m$$
$$0,0013b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,345 = 4,5cm^2 / m \leq 6,5cm^2 / m$$

Para a zona aligeirada, $h_{equivalente} = 0,26 m$, $d = 0,234$, $b = 0,186 m$ tem-se:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{400} \cdot 0,186 \cdot 0,234 = 0,82cm^2 / nervura$$
$$0,0013b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 0,186 \cdot 0,234 = 0,57cm^2 / nervura \leq 0,82cm^2 / nervura$$

Armadura longitudinal máxima

O art.º 9.2.1.1(3) da NP EN 1992-1-1 impõe que a área das secções de armadura, quer de tração quer de compressão, não seja superior a $A_{s,max}$, excluindo zonas de sobreposição.

$$A_{s,max} = 0,04A_c \quad (7.2)$$

O espaçamento máximo dos varões não deve ser superior a $S_{max,slabs}$, que é dado por (art.º 9.3.1.1(3) da NP EN 1992-1-1):

- $3h \leq 400mm$ para armaduras principais, em que h é a espessura da laje;
- $3,5h \leq 450mm$ para armaduras de distribuição.

Nas zonas de laje onde se preveja a aplicação de cargas concentradas, ou nas zonas de momento máximo, estes espaçamentos máximos passam a ser:

- $2h \leq 250mm$ para armaduras principais;
- $3h \leq 400mm$ para armaduras de distribuição.

Armadura superior

O cálculo dos momentos fletores foi efetuado no programa SAP2000, sendo estes usados para o cálculo das armaduras. Uma vez que a armadura a colocar nas zonas do apoio deve absorver a resultante de momento aí existentes, e que existe uma grande variação do diagrama nessas zonas, é feito o cálculo equivalente e aproximado. Faz-se a média dos valores dos momentos para um comprimento suficiente, e que abrange os momentos mais penalizantes existente na “mancha” gerados pelo SAP2000. Deste modo se obtém o momento fletor na zona pretendida, para dimensionamento da armadura superior.

De seguida apresentar-se-á de uma forma genérica os procedimentos para determinar os momentos de dimensionamento. Na Figura 7.2, apresenta-se a malha de elementos finitos com os

respetivos esforços (M11), com C1 a representar o corte sobre o apoio da parede Par3.

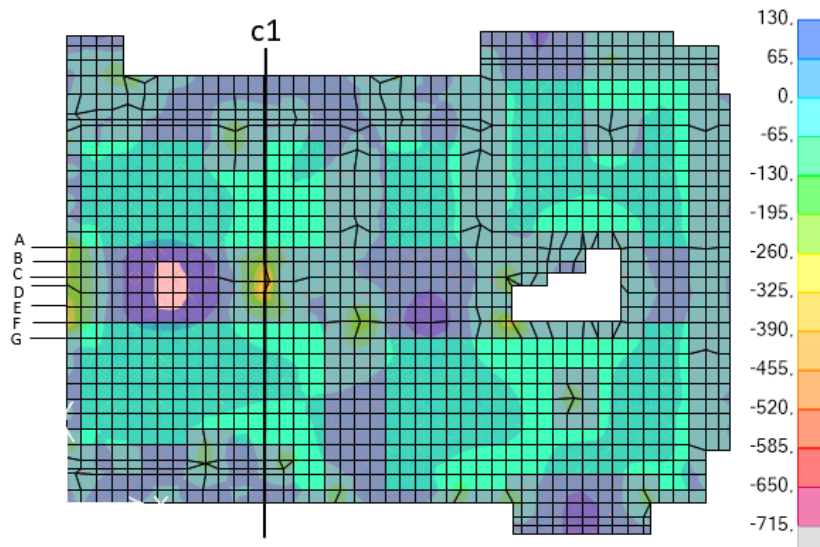


Figura 7.2-Representação das faixas e dos esforços (M11), segundo a direção x

Na Figura 7.3 estão representados os pontos para leitura de momento fletores.

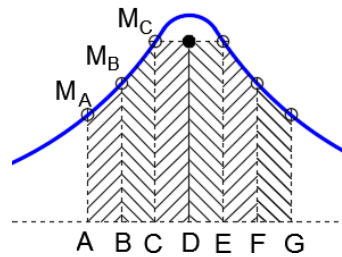


Figura 7.3-Representação dos cortes, alinhamentos e respetivas intersecções-pontos de leitura dos esforços

Para a faixa sobre o alinhamento do apoio, o momento de dimensionamento obtém-se fazendo a média dos valores consecutivos dos nós da malha dentro do limite que se pretende, obtendo a média do momento fletor em cada dois nós da malha. De seguida faz-se a média desses valores. Tenta-se desta forma obter o valor equivalente à integral dos momentos dentro da faixa (área pretendida). Este cálculo pode ser traduzido pela seguinte expressão:

$$M_x^{faixa} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_x^i + M_x^{i+1}}{2}}{n-1} \quad (7.3)$$

Em que $i = 1$ é o primeiro alinhamento e $i = n$ o último alinhamento.

De modo a que se perceba melhor a ideia exposta, aplica-se ao caso da malha presente na Figura 7.2, onde o primeiro alinhamento é o alinhamento A e o último é o alinhamento G. Assim obtém-se:

$$M_x^{faixa} = \frac{\frac{M_x^A + M_x^B}{2} + \frac{M_x^B + M_x^C}{2} + \frac{M_x^C + M_x^D}{2} + \frac{M_x^D + M_x^E}{2} + \frac{M_x^E + M_x^F}{2} + \frac{M_x^F + M_x^G}{2}}{6}$$

Para as armaduras superiores optou-se por aplicar a armadura mínima necessária ao longo de toda a laje, para cada direção, x e y, e reforçá-la nas zonas de maior momento, que são geralmente as zonas dos apoios.

Armadura inferior

Para determinação das armaduras inferiores seguiu-se o mesmo procedimento para obtenção dos momentos de dimensionamento.

Nas bandas maciças optou-se por colocar a armadura mínima para a direção “Y”, e reforçá-la nas zonas de maior momento.

Redução dos momentos negativos máximos

A NP EN 1992-1-1 refere no art.º 5.3.2.2(3) que nos casos em que a viga ou a laje é betonada monoliticamente com os apoios, deverá considerar-se para momento de cálculo crítico no apoio o valor à face do apoio. Em geral, deverá considerar-se para momento de cálculo e a reação transmitidos ao apoio o maior dos valores elásticos ou redistribuídos. O momento à face do apoio não deverá ser inferior a 0,65 do momento de encastramento.

Ainda o art.º 5.3.2.2(4) menciona que independentemente do método de análise utilizado, no caso de continuidade de uma viga ou de uma laje sobre um apoio que se possa considerar como não impedindo a rotação, o valor de cálculo dos momentos de apoio, calculados com base nos vãos iguais entre eixos dos apoios, poderá ser reduzido de uma quantidade ΔM_{ed} :

$$\Delta M_{ed} = \frac{F_{ed,sup} \cdot t}{8} \quad (7.4)$$

Em que $F_{ed,sup}$ é a reação de apoio e t é a largura do apoio.

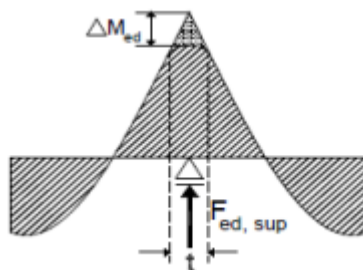


Figura 7.4-Redução do momento sobre o apoio (Robalo,2011)

Armadura de esforço transverso

Segundo o art.º 6.2.1(4) da NP EN 1992-1-1, a armadura mínima de esforço transverso pode ser dispensada em elementos como lajes maciças, nervuradas ou vazadas em que é possível a redistribuição transversal das ações. A segurança ao esforço transverso pode ser verificada segundo o disposto no art.º 6.2.2 da NP EN 1992-1-1.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}^{1/3} + k_l \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (7.5)$$

$$V_{Rd,c \min} \geq \nu_{\min} + k_l \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d \quad (7.6)$$

sendo:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02; \text{ taxa de armadura longitudinal;}$$

A_{sl} área de armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq l_{bd} + d$ para além da secção considerada;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} \text{ MPa ; tensão de compressão no betão devida a esforço transverso;}$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

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

$$k_l = 0,15.$$

Uma vez que não existe esforço normal na laje, o esforço transverso resistente é dado por:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (7.7)$$

Para a situação mais desfavorável, através do modelo de cálculo tridimensional, determinou-se que o maior valor é $V_{Ed} = 97,31 \text{ kN} / \text{m}$.

Na tabela que se segue estão representados os valores do esforço transverso para as lajes fungiformes aligeiradas:

Tabela 7.1-Esforço transverso das lajes fungiformes aligeiradas

| Piso | v_{min} | ρ_l | k | $C_{Rd,c}$ | V_{Ed} [kN/m] | $V_{Rd,c,min}$ [kN/m] | $V_{Rd,c}$ [kN/m] |
|------|-----------|----------|-------|------------|-----------------|-----------------------|-------------------|
| -2 | 0,366 | 0,002 | 1,761 | 0,120 | 90,330 | 126,236 | 136,423 |
| -1 | 0,366 | 0,002 | 1,761 | 0,120 | 85,000 | 126,236 | 136,423 |
| 0 | 0,366 | 0,002 | 1,761 | 0,120 | 71,630 | 126,236 | 136,423 |
| 1 | 0,366 | 0,002 | 1,761 | 0,120 | 97,310 | 126,236 | 136,423 |
| 2 | 0,366 | 0,002 | 1,761 | 0,120 | 72,700 | 126,236 | 136,423 |
| 3 | 0,366 | 0,002 | 1,761 | 0,120 | 71,800 | 126,236 | 136,423 |
| 4 | 0,366 | 0,002 | 1,761 | 0,120 | 67,220 | 126,236 | 136,423 |

7.2.1.1 Punçoamento

O punçoamento consiste num mecanismo de colapso local, associado em geral a uma rotura frágil. Embora a rotura por punçoamento seja um fenómeno localizado, em alguns casos pode dar início a um colapso progressivo da estrutura, pelo facto da perda de um ponto de apoio aumentar os esforços transmitidos aos apoios vizinhos. As ações sísmicas, em sistemas estruturais com lajes fungiformes, aumentam a excentricidade da carga a transmitir ao apoio agravando as características resistentes por punçoamento. O punçoamento consiste assim, num tipo de rotura associado geralmente a lajes e sapatas carregadas com uma distribuição uniforme, apoiadas em secções pequenas. Ou seja, resulta de uma carga concentrada ou reação atuando numa área relativamente pequena à qual é chamada de área carregada.

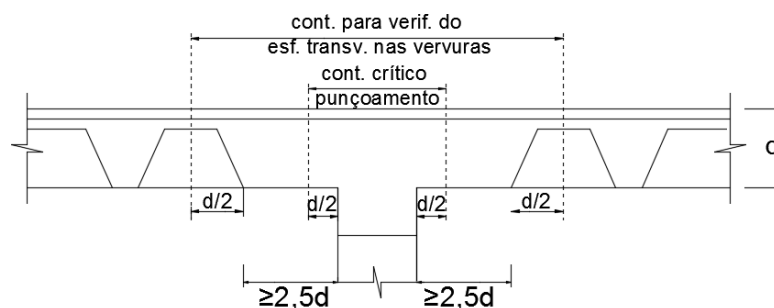


Figura 7.5-Mecanismo de rotura por punçoamento em laje fungiforme aligeirada

A capacidade resistente de uma laje ao punçoamento é determinada admitindo que o efeito da carga concentrada é transmitido à laje, por esforço transverso ao longo de um perímetro de controlo u_1 situado a uma distância $2d$ da área carregada, como se pode observar na figura seguinte.

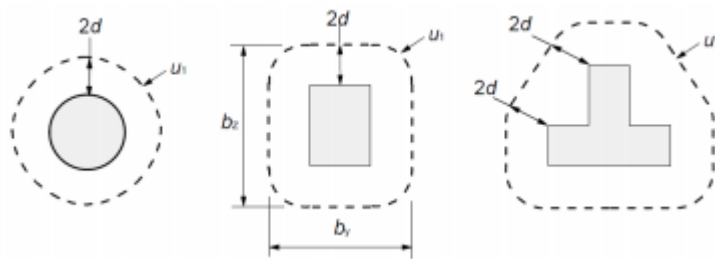
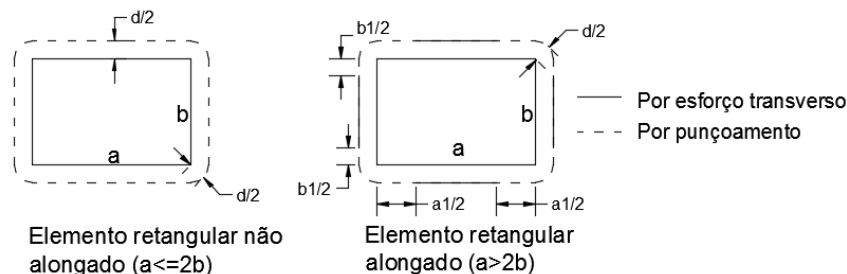


Figura 7.6-primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas

A verificação da segurança ao punçoamento, de acordo com o art.º 6.4.3(2) da NP EN 1992-1-1, consiste na verificação dos seguintes pontos:

1. No perímetro do pilar ou da área carregada, não deverá ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento, $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$;
2. Se $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, não será necessário adotar armaduras específicas de punçoamento;
3. No caso de $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, para o perímetro de controlo considerado, deverá adotar-se uma armadura de punçoamento.

Para elementos retangulares não alongados e alongados, o perímetro de controlo u , é calculado através das seguintes expressões:



Para pilares retangulares não alongados ($a \leq 2b$)

$$u_1 = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 4 \cdot \pi \cdot d \quad (7.8)$$

Para pilares retangulares alongados ($a > 2b$)

Para elementos alongados o mecanismo resistente nas zonas afastadas dos cantos é por esforço transversal e, portanto, mais desfavorável.

$$\begin{cases} b_1 = \min(b; 2,8d) \\ b_1 = \min(a; 2c; 5,6d - b_1) \\ u_1 - \text{parte do contorno crítico associada à resistência por punçoamento} \\ u_2 - \text{parte do contorno crítico associada à resistência por esforço transversal} \end{cases}$$

De acordo com Gorgulho, A., como o esforço de corte resistente por esforço transverso é 60% do correspondente valor por punçoamento, virá:

$$u = u_1 + 0,6 \cdot u_2 \quad (7.9)$$

Para além de estar associado ao esforço transverso, o punçoamento pode também estar associado à transmissão de momentos fletores, definida como punçoamento excêntrico (Figura 7.7).

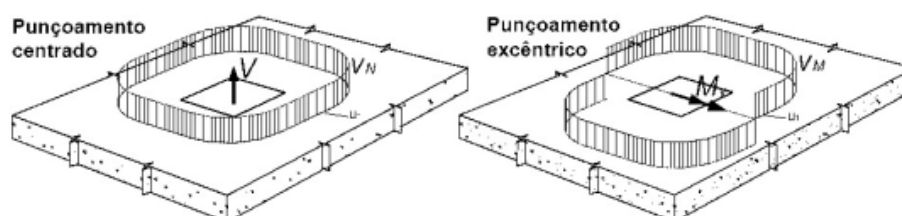


Figura 7.7-Comportamento do esforço transverso devido a uma carga excêntrica

No caso da reação de apoio ser excêntrica em relação ao perímetro de controlo, a tensão de corte por punçoamento V_{Ed} deverá ser obtida pela aplicação da expressão seguinte, como determinado no art.º 6.4.3(3) da NP EN 1992-1-1.

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (7.10)$$

Em que:

d altura útil da laje;

u_i perímetro de controlo considerado;

O coeficiente β é calculado, para pilares retangulares com excentricidade numa direção, através de:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed} \cdot u_1}{V_{Ed} \cdot w_1} \quad (7.11)$$

Sendo:

k é um coeficiente que depende da relação entre as dimensões c_1 e c_2 da secção transversal do pilar, cujos valores se indicam na tabela seguinte:

Tabela 7.2-Valores de k para áreas carregadas retangulares

| | | | | |
|-----------|------------|------|------|------------|
| c_1/c_2 | $\leq 0,5$ | 1,0 | 2,0 | $\geq 3,0$ |
| k | 0,45 | 0,60 | 0,70 | 0,80 |

w_1 é função do primeiro perímetro de controlo e corresponde à uma distribuição do esforço de corte ao longo desse perímetro, como representado na Figura 7.8, e pode ser escrita:

$$w_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 \quad (7.12)$$

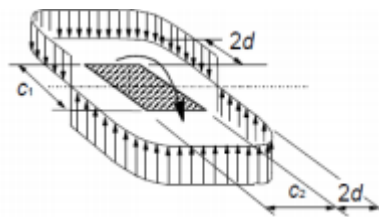


Figura 7.8-Distribuição de tensões devidas a um momento não equilibrado na ligação entre uma laje e um pilar

Onde c_1 e c_2 representam as dimensões do pilar nas direções paralela e perpendicular à excentricidade da carga.

Para pilares retangulares com excentricidades nas duas direções:

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (7.13)$$

Onde $e_y = M_{Ed,z} / V_{Ed}$ e $e_z = M_{Ed,y} / V_{Ed}$.

De acordo com o art.º 6.4.3 (6) da NP EN 1992-1-1, o parâmetro β pode tomar o valor de 1,15 para pilares interiores em estruturas cuja estabilidade lateral não depende do funcionamento de pórtico das lajes e dos pilares, em que os vãos dos tramos adjacentes não diferem mais de 25%. Para os pisos enterrados, onde a resistência lateral é assegurada pelo muro de suporte, considerou-se esta situação. Para a situação dos pilares secundários que suportam as lajes, o momento fletor toma valores nulos, assim sendo, β toma o valor de 1,0.

Segundo o art.º 6.4.4 da NP EN 1992-1-1, o valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento pode ser obtida por:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_l \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_l \sigma_{cp}) \quad (7.14)$$

O valor máximo da tensão de punçoamento pode ser obtido, de acordo com os art.^{os} 6.2.2(6) e 6.4.5(3) da NP EN 1992-1-1, através da aplicação da seguinte expressão:

$$v_{Rd,max} = 0,5 v_{fd} \quad (7.15)$$

Os resultados estão disponíveis no anexo 8.

7.2.2 Laje vigada

As armaduras de flexão foram determinadas através do programa de cálculo automático SAP2000. Adotou-se uma malha de $\phi 10 / 0,15$, tanto na face superior como na face inferior. Será atribuída uma armadura de reforço nas zonas onde a armadura adotada não garante a segurança ao estado limite último de flexão.

7.2.3 Laje de escadas

Analizando o modelo de elementos finitos, determinou-se uma armadura de flexão de $\phi 12 / 0,15$, garantindo assim o cumprimento do requisito de segurança.

Em relação ao esforço transversal é garantida a condição para elementos que não necessitam de armadura de esforço transversal.

7.3 Vigas

Requisitos geométricos

De acordo com o art.º 5.4.1.2.1 da NP EN 1998-1 a excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar com o qual forma o nó deve ser limitada a finalidade de permitir uma transmissão eficaz dos momentos devido ao sismo da viga para o pilar. De modo a que seja satisfeito este requisito, deverá limitar-se a distância entre os eixos dos centros de gravidade dos dois elementos a menos de $b_c / 4$. De forma a aproveitar o efeito favorável da compressão do pilar na aderência dos varões longitudinais que atravessam o nó, a largura b_w da viga sísmica primária deverá satisfazer as expressões apresentadas na Tabela 7.3:

Tabela 7.3-Condicionantes geométricas em vigas.

| Requisito | DCL | DCM | DCH |
|----------------|-----|--|------------------|
| Largura máxima | - | $b_w \leq \min b_c + h_w; 2 \cdot b_c$ | |
| Largura mínima | - | - | $b_w \geq 200mm$ |

Em que b_c é a maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga, h_w é a altura da viga e b_w a largura da viga.

Cálculo da armadura longitudinal

De acordo com o art.º 5.4.3.1.2 da NP EN 1998-1 o cálculo do fator de ductilidade local, μ_ϕ , poderá ser dispensado quando se verificarem as seguintes condições nas zonas críticas das vigas de classe DCM:

- Na zona de compressão da viga deverá assegurar-se que a armadura longitudinal é igual ou superior a metade da armadura adotada para a zona tracionada da viga, adicional a qualquer armadura presente naquela zona para que sejam verificados os ELU devido à ação sísmica. Sendo assim, deve verificar-se $A_{s,superior} \geq 0,5A_{s,inferior}$ na zona crítica dos apoios;
- A taxa de armadura na zona crítica ρ não excede um valor ρ_{max} dada pela seguinte expressão:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.16)$$

Em que ρ' é a percentagem de armadura de compressão e $\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência do aço;

Nas zonas críticas, para que o requisito de ductilidade local seja satisfeito, o valor da ductilidade em curvatura μ_ϕ deve ser igual a (art.º 5.2.3.4(3) da NP EN 1998-1):

$$\begin{cases} \mu_\phi = 2q_0 - 1 & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_\phi = 1 + 2 q_0 - 1 T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{cases} \quad (7.17)$$

Em que T_1 é o período fundamental do edifício, T_C é o período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro e q_0 o coeficiente de comportamento de referencia.

Uma vez que $q_0 = 2,90$, $T_C = 0,6s$ e aplicando (7.17), obtém-se:

Tabela 7.4-Factor de ductilidade

| Direção | T_1 [s] | T_C [s] | q_0 | μ_ϕ |
|---------|-----------|-----------|-------|------------|
| X | 0,79 | 0,60 | 3,00 | 5,00 |
| Y | 0,68 | 0,60 | 3,00 | 5,00 |

- De acordo com o art.º 5.4.3.1.2(5) da NP EN 1998-1, a percentagem mínima de armadura longitudinal, ρ_{\min} é dada por:

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (7.18)$$

Para o projeto em estudo tem-se uma percentagem de armadura mínima igual a:

$$\begin{cases} f_{ctm} = 2,9MPa \\ f_{yk} = 400MPa \end{cases} \Rightarrow \rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{2,9}{400} \right) 100 = 0,36\%$$

Então, a armadura mínima pode ser determinada do seguinte modo:

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} b_t d \quad (7.19)$$

- De acordo com o art.º 5.4.3.1.1(2) da NP EN 1998-1, parte da armadura longitudinal superior das vigas junto aos nós poderá ser colocada na zona da laje (dentro da largura efetiva do banzo b_{eff}). Ainda o art.º 5.4.3.1.1(3) da mesma norma aborda as larguras efetivas a utilizar para o banzo tracionado, b_{eff} : as situações a) e c) referem-se a pilares exteriores e interiores, respetivamente, com existência de viga transversal; as situações b) e d) referem-se a pilares exteriores e interiores, respetivamente, sem a existência de viga transversal (ver Figura 7.9).

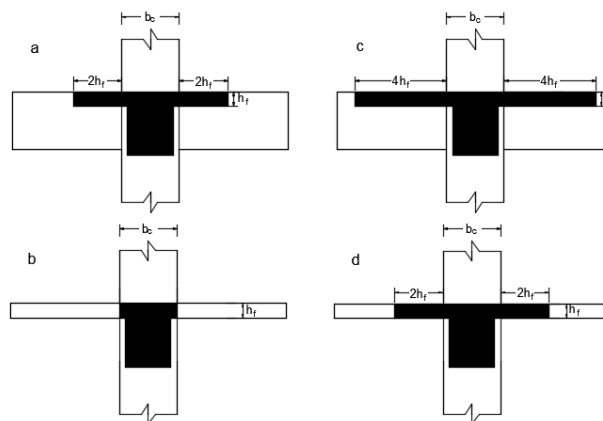


Figura 7.9-largura efetiva b_{eff} para vigas ligadas a pilares

$$b_{eff} = \begin{cases} \text{ligação pilar exterior} & \begin{cases} \text{viga trans. - sim} \Rightarrow b_c + 2h_f \text{ cada lado} \\ \text{viga trans. - não} \Rightarrow b_c \end{cases} \\ \text{ligação pilar interior} & \begin{cases} \text{viga trans. - sim} \Rightarrow b_c + 4h_f \text{ cada lado} \\ \text{viga trans. - não} \Rightarrow b_c + 2h_f \text{ cada lado} \end{cases} \end{cases}$$

De acordo com art.º 5.6.2.2(2)P da NP EN 1998-1, por forma a impedir uma rotura de aderência aço/betão, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar, d_{bl} , deve ser limitado de acordo com as seguintes expressões:

- Nós interiores

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot \nu_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (7.20)$$

- Nós exteriores

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot 1 + 0,8 \cdot \nu_d \quad (7.21)$$

Sendo:

h_c largura do pilar na direção paralela aos varões;

k_D coeficiente função da classe de ductilidade, igual a 1 para classe DCH e a 2/3 para a classe DCM;

γ_{Rd} coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,2 ou a 1,0 respetivamente para a classe DCH e para a classe DCM (devido à sobre resistência por endurecimento das armaduras longitudinais da viga);

ν_d esforço normal reduzido.

Os diâmetros máximos recomendados para os varões longitudinais das vigas que atravessam o nó de ligação viga/pilar são apresentados na tabela seguinte:

Tabela 7.5-Diâmetro máximo do varão longitudinal na ligação viga/pilar.

| Nó | Ligação | Pilar | h_c [m] | N_{Ed} Pilar [kN] | ν_d | ϕ_{uso} [mm] | ϕ_{max} [mm] |
|---------|----------|-------|-----------|---------------------|----------|-------------------|-------------------|
| Inicial | Exterior | P22 | 0,3 | 288,343 | 0,060071 | 16 | 21 |
| Final | | P23 | 0,35 | 1981,879 | 0,353907 | | 28 |
| Inicial | | P23 | 0,35 | 1981,879 | 0,353907 | 16 | 28 |
| Final | | P24 | 0,4 | 1414,076 | 0,441899 | | 34 |

Caso não seja possível cumprir as exigências explícitas no art.º 5.6.2.2(2)P da NP EN 1998-1 relacionadas com nós de ligação exteriores devido ao comprimento do pilar (h_c) ser reduzido deve tomar-se uma das seguintes medidas para assegurar boas condições de amarração à armadura longitudinal das vigas (art.º 5.6.2.2(3) da NP EN 1998-1):

- A viga ou laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores;
- Poderão utilizar-se varões com cabeças ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões;
- Poderá adotar-se a dobragem a 90° dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de $10 \cdot d_{bl}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem.

Cálculo da armadura transversal

A taxa de armadura mínima transversal imposta pelo art.º 9.2.2(5) da NP EN 1992-1-1, pode ser determinada através da aplicação das seguintes expressões:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (7.22)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha} \quad (7.23)$$

Sendo:

A_{sw} área das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s ;

b_w largura da alma do elemento;

α ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal.

s espaçamento das armaduras de esforço transversal, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento.

Para o trabalho adotou-se armaduras de esforço transversal perpendiculares ao eixo longitudinal da viga, pelo que $\alpha = 90^\circ$. Sendo assim, a armadura transversal mínima é dada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha} \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha \quad (7.24)$$

De acordo com o art.º 6.2.3(3) da NP EN 1992-1-1, para a verificação da segurança ao esforço transversal, utiliza-se a seguinte equação:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (7.25)$$

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.26)$$

Sendo:

α_{cw} coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. Para estruturas não pré-esforçadas, este toma o valor de 1,0;

z braço do binário das forças interiores ($z = 0,9 \cdot d$);

b_w largura de menor banzo da viga;

ν_1 coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal ($\nu_1 = 0,6$ para $f_{ck} < 60MPa$).

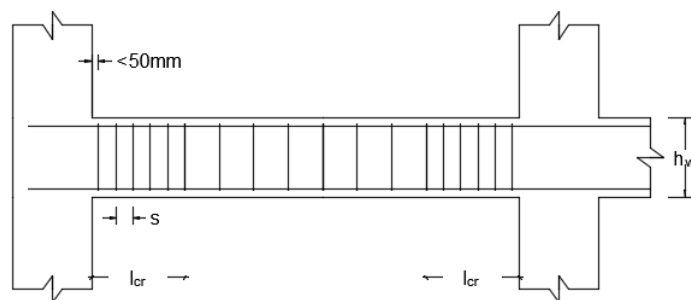
Segundo o art.º 5.4.3.1.2 da NP EN 1998-1, deverão observar-se as seguintes disposições para as armaduras transversais de forma a garantir um bom confinamento nas zonas críticas das vigas:

- O diâmetro dos estribos $d_w \geq 6mm$
- O espaçamento máximo entre estribos, s , é dado pela expressão seguinte:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \right\} \quad (7.27)$$

Em que, h_w é a altura da viga (mm), d_{bL} o diâmetro mínimo dos varões longitudinais (mm) e d_{bw} o diâmetro mínimo dos varões transversais (mm).

- O primeiro estribo deverá estar colocado a uma distancia máxima de 50mm a partir da extremidade da viga, como mostra a figura seguinte.



Em que a largura da zona crítica l_{cr} é dada por $l_{cr} = h_w$.

As principais regras relativas à armadura longitudinal e transversal são resumidas na Tabela 7.6 para cada uma das classes de ductilidade.

Tabela 7.6-Requisitos para o dimensionamento e pormenorização de vigas (adaptado de Lopes, M., 2008)

| | DCL | DCM | DCH |
|---|--|---|--|
| Aço | Aço das classes de ductilidade B e C | Aço das classes de ductilidade B e C | Aço das classes de ductilidade C |
| Betão | - | Betão C16/20 ou superior | Betão C20/25 ou superior |
| Dimensões | - | $b_w = \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$ | $b_w = \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$ $b \geq 200 \text{ mm}$ $b/h \geq 0,25 \text{ [EC2]}$ |
| Esforços de cálculo | Análise estrutural | V_{Ed} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} nas extremidades | V_{Ed} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} nas extremidades e $\gamma_{Rd} = 1,20$ |
| Capacidade resistente em esforço transverso | Igual a EC2 | Igual a EC2 | Igual a EC2 com $\theta=45^\circ$ exceto se ocorrer forte inversão do sentido do esforço transverso. Neste caso 50% deve ser absorvido por varões inclinados nas duas direções e 50% absorvido por estribos. |
| zona critica | h_w | h_w | $1,5h_w$ |
| % de armadura longitudinal mínima | $\rho_{\min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ $\rho_{\min} \geq 13\%$ | $\rho_{\min} = 0,5 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ | |
| Armadura longitudinal mínima | - | $A_{\text{inf}} \geq 0,5A_{\text{sup}}$ | $A_{\text{min,sup}} \geq 1/4A_{\text{max,sup}}$ $A_{\text{inf}} \geq 0,5A_{\text{sup}}$ $A_{\text{min,inf}} = A_{\text{min,sup}}$ |
| % de armadura longitudinal máxima | $A_{s,\text{max}} = 4\%A_c$ | $\rho_{\text{max}} = \rho' + 0,0018f_{cd} / \mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}$ $\mu_\phi = \text{Ductilidade exigida em curvatura para o valor } q_0$ | |
| Amarração nos nós interiores d_{bl} / h_c | - | $\leq \frac{7,5}{1 + 0,5\rho' / \rho_{\text{max}}} \frac{1 + 0,8\nu_d}{f_{yd}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$ | $\leq \frac{6,25}{(1 + 0,5\rho' / \rho_{\text{max}})} \frac{1 + 0,8\nu_d}{f_{yd}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$ |
| Amarração nos nós exteriores d_{bl} / h_c | - | $\leq 7,5 \frac{1 + 0,8\nu_d}{f_{yd}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$ | $\leq 6,25 \frac{1 + 0,8\nu_d}{f_{yd}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$ |
| Armadura transversais nas zonas criticas | $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ | $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $s_w \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 8d_{bl}; h_w / 4; \\ 24d_{bw}; 225 \text{ mm} \end{array} \right\}$ | $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $s_w \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 6d_{bl}; h_w / 4; \\ 24d_{bw}; 175 \text{ mm} \end{array} \right\}$ |

Dimensionamento

Relativamente aos momentos flectores e esforço axial, a NP EN 1998-1 preconiza que estes esforços devem ser obtidos considerando a análise sísmica. No que diz respeito ao esforço transversal, os valores de cálculo destes devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo da capacidade real, a partir do equilíbrio da viga sob a ação de: a) carga transversal que nela atua para a combinação sísmica e b) os momentos nas extremidades $M_{i,d}$ (sendo $i=1$ e 2 as extremidades das vigas) associadas a formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica. Considera-se que as rotulas plásticas se formam ou nas extremidades das vigas ou nos pilares ligados aos nós (art.º 4.4.2.2 da NP EN 1998-1). Os momentos nas extremidades podem ser determinados a partir da expressão seguinte:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (7.28)$$

Em que:

γ_{Rd} coeficiente que tem em conta a possível sobre resistência por endurecimento do aço, que para as vigas DCM poderá ser igual à 1,0;

$M_{Rd,i}$ valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

Para determinar o momento fletor resistente M_{Rd} , primeiramente especificou-se a armadura de flexão, e de seguida, admitindo que as armaduras se encontram em cedência, determinou-se o comprimento da zona comprimida, denominada de linha neutra (x). As expressões usadas foram as seguintes:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (7.29)$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4x) \quad (7.30)$$

Considerando as vigas V20 e V21 do piso 1, as armaduras retiradas do programa de cálculo SAP2000 foram as seguintes:

Tabela 7.7-Armdaura principal adotada nas vigas (piso 1)

| Zona | Viga | Face | A_s [cm ²] | Φ | $A_{s,eff}$ [cm ²] |
|---------------------|------|----------|--------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| Extremidade inicial | V20 | Superior | 7,24 | 4 Φ 16+1 Φ 12 | 9,17 |
| | | Inferior | 6,19 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| | V21 | Superior | 6,38 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| | | Inferior | 6,19 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| Meio vão | V20 | Superior | 0,00 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| | | Inferior | 6,19 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| | V21 | Superior | 6,19 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| | | Inferior | 6,19 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| Extremidade final | V20 | Superior | 7,49 | 4 Φ 16+1 Φ 12 | 9,17 |
| | | Inferior | 6,19 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| | V21 | Superior | 6,19 | 4 Φ 16 | 8,04 |
| | | Inferior | 6,19 | 4 Φ 16 | 8,04 |

A armadura da laje contida na largura efetiva do banzo encontra-se na Tabela 7.8.

Tabela 7.8-Armadura da laje contida na largura efetiva do banzo das vigas (piso 1)

| Viga | Extremidade | Face | b_{eff} [m] | $A_{s,laje}$ [cm ²] |
|------|-------------|----------|---------------|---------------------------------|
| V20 | Inicial | Superior | 1,50 | 11,31 |
| | | Inferior | 1,50 | 11,31 |
| | Final | Superior | 0,00 | 0,00 |
| | | Inferior | 0,00 | 0,00 |
| V21 | Inicial | Superior | 0,00 | 0,00 |
| | | Inferior | 0,00 | 0,00 |
| | Final | Superior | 0,00 | 0,00 |
| | | Inferior | 0,00 | 0,00 |

Aplicando as expressões (7.29) e (7.30), obtiveram-se os resultados da Tabela 7.9.

Tabela 7.9-posição da linha neutra e momentos fletores resistentes das vigas exemplo (piso 1)

| Viga | Extremidade | Face | A_s [cm ²] | x [m] | M_{Ed} [kNm] | M_{Rd} [kNm] |
|------|-------------|----------|--------------------------|---------|----------------|----------------|
| V20 | Inicial | Superior | 20,48 | 0,1485 | 210,60 | 351,08 |
| | | Inferior | 19,35 | 0,1403 | 3,80 | 333,92 |
| | Meio vão | Superior | 8,04 | 0,0583 | 45,00 | 147,92 |
| | | Inferior | 8,04 | 0,0583 | 51,00 | 147,92 |
| | Final | Superior | 9,17 | 0,0665 | 181,50 | 167,67 |
| | | Inferior | 8,04 | 0,0583 | 86,70 | 147,92 |
| V21 | Inicial | Superior | 8,04 | 0,0583 | 195,87 | 147,92 |
| | | Inferior | 8,04 | 0,0583 | 88,52 | 147,92 |
| | Meio vão | Superior | 8,04 | 0,0583 | 27,36 | 147,92 |
| | | Inferior | 8,04 | 0,0583 | 1,61 | 147,92 |
| | Final | Superior | 8,04 | 0,0583 | 147,60 | 147,92 |
| | | Inferior | 8,04 | 0,0583 | 79,30 | 147,92 |

Analisando a Tabela 7.9 verifica-se que a segurança é garantida para as armaduras adotadas

$$(M_{Rd} > M_{Ed}).$$

As taxas de armadura de tração para as vigas exemplo encontram-se sintetizadas na Tabela 7.10.

Tabela 7.10-Taxas de armadura de tração (piso 1)

| Viga | Extremidade | ρ' | ρ | ρ_{\min} | ρ_{\max} |
|------|-------------|---------|--------|---------------|---------------|
| V20 | Inicial | 0,0108 | 0,0114 | 0,0036 | 0,0226 |
| | Meio vão | 0,0045 | 0,0045 | 0,0036 | 0,0164 |
| | Final | 0,0045 | 0,0051 | 0,0036 | 0,0164 |
| V21 | Inicial | 0,0045 | 0,0045 | 0,0036 | 0,0164 |
| | Meio vão | 0,0045 | 0,0045 | 0,0036 | 0,0164 |
| | Final | 0,0045 | 0,0045 | 0,0036 | 0,0164 |

Finalizada o cálculo da armadura de flexão, procede-se a determinação do esforço transversal condicionante nas zonas críticas em cada viga (ver Tabela 7.11).

Tabela 7.11-Esforço transversal de dimensionamento calculado de acordo com a NP EN 1998-1 (piso 1)

| Viga | Extremidade | Face | M_{Rd} [kNm] | $V_{g+\psi 2q}$ [kN] | V_{Ed} [kN] |
|------|-------------|----------|----------------|----------------------|---------------|
| V20 | Inicial | Superior | 351,08 | -105,30 | 181,01 |
| | | Inferior | 333,92 | | |
| | Final | Superior | 167,67 | 96,50 | 171,82 |
| | | Inferior | 147,92 | | |
| V21 | Inicial | Superior | 147,92 | -44,96 | 147,86 |
| | | Inferior | 147,92 | | |
| | Final | Superior | 147,92 | 58,16 | 58,16 |
| | | Inferior | 147,92 | | |

Uma vez determinado o esforço transversal de dimensionamento, calculou-se o esforço transversal resistente sem armadura aplicando as expressões (7.6) e (7.7), obtendo assim os seguintes resultados apresentados na Tabela 7.12.

Tabela 7.12-Esforço transversal resistente sem armadura (piso 1)

| Viga | z [m] | k | v_{\min} [MPa] | ρ_l | $V_{Rd,cmin}$ [kN] | $V_{Rd,c}$ [kN] |
|------|---------|------|------------------|----------|--------------------|-----------------|
| V20 | 0,50 | 1,60 | 0,39 | 0,0124 | 64,37 | 106,17 |
| V21 | 0,50 | 1,60 | 0,39 | 0,0049 | 64,37 | 77,74 |

Analisando a Tabela 7.12, constata-se que os valores do esforço transversal sem armadura são inferiores aos valores máximos do esforço transversal de dimensionamento, pelo que, é necessário determinar a armadura transversal (ver Tabela 7.13).

Tabela 7.13-Cálculo da armadura transversal (piso 1)

| Viga | $A_{sw/s}$ [cm ² /m] | ϕ | $A_{sw/s,eff}$ [cm ² /m] | $V_{Rd,s}$ [kN] |
|------|---------------------------------|--------------------|-------------------------------------|-----------------|
| V20 | 10,47 | 2R ϕ 10//12,5 | 12,56 | 217,15 |
| V21 | 8,55 | 2R ϕ 8//10 | 10,06 | 173,92 |

O espaçamento máximo entre as armaduras de esforço transversal dado por (7.27), devem respeitar os valores apresentados na Tabela 7.14.

Tabela 7.14-Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal nas zonas críticas (piso 1)

| Viga | h_w [mm] | d_{bw} [mm] | d_{bl} [mm] | s [mm] |
|------|------------|---------------|---------------|----------|
| V20 | 600 | 10 | 16 | 128 |
| V21 | 600 | 8 | 16 | 128 |

7.4 Pilares sísmicos primários

Quando a estrutura é classificada como sendo do tipo pórtico ou mista equivalente a pórtico é necessário aplicar o princípio de viga fraca/pilar forte, ou seja, fazer o dimensionamento de forma a garantir que as rótulas plásticas ocorrem nas vigas. No entanto, caso esta seja classificada como pórticos de estruturas mistas equivalentes a parede ou estrutura parede, este conceito não se aplica. A razão para a não aplicação do conceito viga fraca / pilar forte a estas estruturas reside no facto de a presença de paredes com elevada rigidez e resistência impedir a formação de mecanismo parciais. No entanto, segundo a NP EN 1998-1, este conceito não se aplica nos seguintes casos:

- Em edifícios de um piso (art.º 4.4.2.3(4));
- No último piso de edifícios (art.º 4.4.2.3(6));
- Quando o pórtico é constituído por quatro ou mais pilares de secção transversal semelhantes, apenas é necessário aplicar este conceito em cada de 3 pilares (art.º 5.2.3.3(2)a);
- No piso inferior de edifícios de dois pisos se o esforço normal reduzido for inferior a 0,30 (art.º 5.2.3.3(2)b).

A NP EN 1998-1 prescreve que o valor do esforço normal reduzido não ser deverá superior a 0,65 e nem inferior a 0,10:

$$0,1 \leq \nu_d = \frac{NEd}{bc \cdot hc \cdot fcd} \leq 0,65 \quad (7.31)$$

O valor determinado para os pilares em análise foram os seguintes:

Tabela 7.15-Esforço normal reduzido dos pilares em análise

| Pilar | Piso | b [m] | h [m] | A_c [m ²] | N_{Ed} [kN] | v_d |
|-------|------|-------|-------|-------------------------|---------------|-------|
| P22 | 0_1 | 0,30 | 0,80 | 0,24 | 1996,18 | 0,42 |
| | 1_2 | 0,30 | 0,80 | | 719,23 | 0,15 |
| P23 | 0_1 | 0,35 | 0,80 | 0,28 | 2050,73 | 0,37 |
| | 1_2 | 0,35 | 0,80 | | 1987,50 | 0,35 |

Armadura longitudinal

Para a definição da armadura longitudinal nos pilares, a regulamentação apresenta diversas indicações. De seguida apresentar-se-á de uma forma resumida tais indicações.

- **Especificações da NP EN 1992-1-1:**

Segundo o art.º 9.5.2(1), os varões longitudinais devem apresentar um diâmetro não inferior a 8mm.

A área total de armadura não deve ser inferior a $A_{s,min}$, sendo o valor dado pela expressão seguinte de acordo com o art.º 9.5.2(3):

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ ou } 0,002 \cdot A_c \quad (7.32)$$

Sendo N_{Ed} o valor de cálculo do esforço normal de compressão.

De acordo com o art.º 9.5.2(3), a área de armadura longitudinal não deve ser superior a

$A_{s,max}$.

$$A_{s,max} = \begin{cases} 0,04 \cdot A_c & \rightarrow \text{fora das zonas de emendas por sobreposição} \\ 0,08 \cdot A_c & \rightarrow \text{nas zonas de emendas por sobreposição} \end{cases} \quad (7.33)$$

O art.º 9.5.2(4) recomenda que nos pilares com secção transversal poligonal deverá colocar-se pelo menos um varão em cada ângulo e em pilares de secção circular devem existir pelo menos quatro varões. o afastamento máximo entre varões não travados e travados não deve ser superior a 150mm (art.º 9.5.3(6)).

- **Especificações da NP EN 1998-1:**

Segundo o art.º 5.4.3.2.2(1), a taxa de armadura longitudinal, ρ_l , deve situar-se entre 1% e 4% da área da secção transversal de betão e secções simétricas deverão ter a armadura distribuída simetricamente.

- **Verificação à flexão desviada**

De acordo com o art.º 5.8.9(4) da NP EN 1992-1-1, na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal em relação à flexão desviada, poderá utilizar-se o seguinte critério:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (7.34)$$

Sendo:

$M_{Edz/y}$ momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem;

$M_{Rdz/y}$ momento resistente na direção considerada;

a para secções retangulares toma os seguintes valores:

| | | | |
|-----------------|-----|-----|-----|
| N_{Ed}/N_{Rd} | 0,1 | 0,7 | 1,0 |
| a | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Para valores intermédios faz-se uma interpolação linear.

O art.º 5.4.3.2(2) da NP EN 1998-1 permite que a flexão desviada seja tratada de forma simplificada em pilares, desde que se reduzam os momentos resistente em 30%.

$$M_{Ed} \leq 0,7M_{Rd} \quad (7.35)$$

Armadura transversal

- **Zona crítica**

Segundo o art.º 5.4.3.2.2(3)P, as zonas numa extensão l_{cr} a partir das duas extremidades de um pilar sísmico primário devem ser considerados como críticas. O comprimento da zona crítica do pilar, l_{cr} , determina-se através da aplicação da seguinte expressão (art.º 5.4.3.2.2(4) da NP EN 1998-1):

$$l_{cr} = \max h_c; l_{cl} / 6; 0,45 \quad (7.36)$$

Em que h_c é a maior dimensão da secção transversal do pilar (m) e l_{cl} o comprimento livre do pilar (m).

O art.º 5.4.3.2.2(5) da NP EN 1998-1, acrescenta que, caso $l_c / h_c < 3$ todo comprimento do pilar deve ser considerado como zona crítica.

Na Tabela 7.16 apresenta-se os valores de extensão da zona crítica para os pilares exemplos.

Tabela 7.16-Comprimento da zona crítica dos pilares exemplo

| Pilar | Piso | h_c [m] | l_{cl} [m] | l_{cr} [m] |
|-------|------|-----------|--------------|--------------|
| P22 | 0_1 | 0,80 | 3,30 | 0,80 |
| | 1_2 | 0,80 | 2,40 | 0,80 |
| P23 | 0_1 | 0,80 | 3,30 | 0,80 |
| | 1_2 | 0,80 | 2,40 | 0,80 |

Segundo o art.º 5.4.3.2.2(11)P da NP EN 1998-1 nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários devem adotar-se cintas e ganchos de diâmetro não inferior a 6mm. O art.º 5.4.3.2.2(11) da mesma norma, refere que o espaçamento das cintas, s , não devem ser superiores a:

$$s = \min b_0 / 2; 175; 8 \cdot d_{bl} \quad (7.37)$$

Em que b_0 a dimensão mínima do núcleo de betão (em relação ao eixo das cintas) e d_{bl} o diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

A armadura transversal pode ser determinada aplicando a seguinte expressão (art.º 6.2.3(3) da NP EN 1992-1-1):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot \cotg \theta \cdot f_{yd}} \quad (7.38)$$

- **Fora da zona crítica**

Segundo o art.º 9.5.3 da NP EN 1992-1-1, o diâmetro da armadura transversal deve respeitar a seguinte expressão:

$$\phi_{\min} = \max 6mm; 1 / 4 \phi_{L\max} \quad (7.39)$$

O espaçamento das armaduras transversais não deve exceder $s_{cl,t\max}$, sendo os valores indicados no art.º NA-9.5.3(3) da NP EN 1992-1-1:

$$s_{cl,tmax} = \min 20\phi_{Lmin}; b_{min}; 400mm \quad (7.40)$$

Aplicando as expressões (7.37) e (7.40), determinaram-se os seguintes valores do espaçamento máximo das armaduras transversais dentro e fora da zona crítica (Tabela 7.17).

Tabela 7.17-Espaçamento máximo entre armaduras transversais para os pilares exemplo

| Pilar | Piso | b ₀ [mm] | d _{bl} [mm] | s [mm] | s _{cl,tmax} [mm] |
|-------|------|---------------------|----------------------|--------|---------------------------|
| P22 | 0_1 | 232 | 12 | 96 | 240 |
| | 1_2 | 232 | 12 | 96 | 300 |
| P23 | 0_1 | 282 | 20 | 141 | 350 |
| | 1_2 | 282 | 16 | 128 | 350 |

O esforço transversal máximo é dado segundo o art.º 6.2.3(3) da NP EN 1992-1-1 da seguinte forma:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.41)$$

- **Confinamento na base**

O dimensionamento dos pilares será feito tirando partido da ductilidade. Assim sendo, é necessário garantir um confinamento adequado das secções nas zonas críticas. De acordo com o art.º 5.2.3.4(4) da NP EN 1998-1, o valor do fator de ductilidade em curvatura para zonas críticas de elementos sísmicos primários com armadura longitudinal de aço da classe B, deve ser pelo menos, igual a 1,5 vezes o valor obtido pela expressão (7.17) pelo que se adotam os valores presentes na Tabela 7.4.

Se for atingida, em qualquer ponto da secção transversal, uma extensão no betão superior a 0,0035 deve compensar-se a perda de resistência devida ao destacamento do betão através do confinamento do núcleo de betão (art.º 5.4.3.2.2(7)P da NP EN 1998-1).

Os dois requisitos anteriores consideram-se satisfeitos se na zona crítica a armadura de confinamento satisfazer a seguinte expressão (art.º 5.4.3.2.2(8)P da NP EN 1998-1):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\Phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.42)$$

Sendo:

b_c largura bruta da secção transversal;

b_0 largura do núcleo de betão confinado;

ω_{wd} taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.43)$$

α coeficiente de eficácia do confinamento:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (7.44)$$

Para secções retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (7.45)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) \quad (7.46)$$

h_0 altura do núcleo de betão confinado;

b_i distancia entre varões consecutivos abraçados;

n numero total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos.

Nas figuras que se seguem representam-se pormenorizações típicas resultantes deste tipo de dimensionamento.



Figura 7.11-Pormenorização típica de pilares em altura (adaptado de Amaral, 2012).

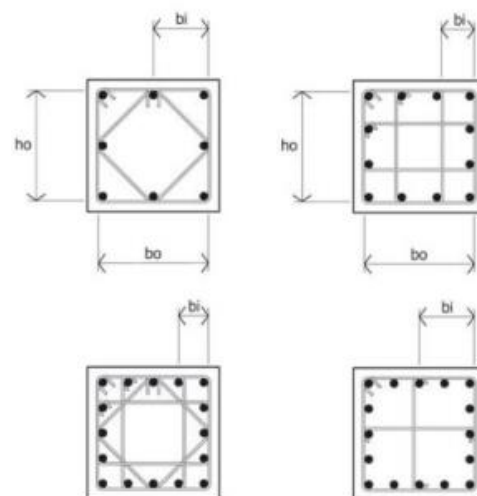


Figura 7.10-Pormenorização típica de pilares em corte (adaptado de Amaral, 2012).

Na Tabela 7.18 que se segue, apresenta-se um resumo dos requisitos para o dimensionamento e pormenorização de pilares.

Tabela 7.18-Requisitos para o dimensionamento e pormenorização de pilares (adaptado de Lopes, M.,2008)

| | DCL | DCM | DCH |
|--|--|--|--|
| Dimensões | - | $b_c \geq h_v / 10$ se $P_\delta / v h > 0,1$ | $b_c \geq 250 \text{ mm}$ $b_c \geq h_v / 10$ se $P_\delta / v h > 0,1$ |
| Esforços de calculo | Análise estrutural | M_{Ed} a partir do equilíbrio de M_{Rd} das vigas no nó e $\gamma_{Rd} = 1,30$ em estruturas em pórtico e mistas equivalentes a pórticos. V_{Ed} a partir do equilíbrio de M_{Rd} nos extremos do pilar e $\gamma_{Rd} = 1,10$ | M_{Ed} a partir do equilíbrio de M_{Rd} das vigas no nó e $\gamma_{Rd} = 1,30$ em estruturas em pórtico e mistas equivalentes a pórticos. V_{Ed} a partir do equilíbrio de M_{Rd} nos extremos do pilar e $\gamma_{Rd} = 1,30$ |
| Capacidade resistente | - Iguar a EC2 | | |
| Zona critica | - | $l_{cr} = \max h_c; l_c / 6; 450 \text{ mm}$ | $l_{cr} = \max 1,5h_c; l_c / 6; 600 \text{ mm}$ |
| Esforço normal reduzido | - | 0,65 | 0,55 |
| % de armadura longitudinal mínima | $\rho_{\min} = 0,01N / A_c f_{yd}$ $\rho_{\min} \geq 0,2\%$ | $\rho_{\min} = 1\% A_c$ Armadura simétrica | |
| Configuração da armadura longitudinal | - | 3 varões por face. Distância máxima entre varões travados: 200 mm | 3 varões por face. Distância máxima entre varões travados: 150 mm |
| %de armadura longitudinal máxima | $\rho_{\min} = 4\% A_c$ | | |
| Confinament o das zonas críticas em geral | - | - | $\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\varphi \nu_d \varepsilon_{sy,d} b_c / b_0 - 0,035$ $\alpha\omega_{wd} \geq 0,08$ |
| Confinament o das zonas críticas na base dos pilares | - | $\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\varphi \nu_d \varepsilon_{sy,d} b_c / b_0 - 0,035$ | $\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\varphi \nu_d \varepsilon_{sy,d} b_c / b_0 - 0,035$ $\alpha\omega_{wd} \geq 0,12$ |
| Armadura transversais nas zonas criticas | - | $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $s_w \leq \min b_0 / 2; 8d_{bl}; 175\text{mm}$ | $d_{bw} \geq 4d_{bl} \sqrt{f_{yd} / f_{ywd}}$ $s_w \leq \min b_0 / 3; 6d_{bl}; 125\text{mm}$ |

Dimensionamento

A posição da linha neutra (x) e o momento fletor resistente (M_{Rd}) foram obtidos através da aplicação das seguintes expressões:

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) f_{cd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (7.47)$$

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d1 \right) \right] \cdot f_{yd} + 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) \quad (7.48)$$

Em que:

N esforço axial na secção;

A_{s1} Armadura tracionada;

A_{s2} Armadura comprimida;

d distancia entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura tracionada;

d_1 distancia entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida.

As áreas de armaduras de flexão adotadas para os pilares exemplo foram as apresentadas na Tabela 7.19.

Tabela 7.19-Armadura longitudinal adotada para os pilares exemplo

| Pilar | Piso | A_s [cm ²] | Φ | $A_{s,eff}$ [cm ²] |
|-------|------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|
| P22 | 0_1 | 24,00 | 4 Φ 20+12 Φ 12 | 26,14 |
| | 1_2 | 24,00 | 4 Φ 20+12 Φ 12 | 26,14 |
| P23 | 0_1 | 85,08 | 4 Φ 32+12 Φ 25 | 91,07 |
| | 1_2 | 28,00 | 16 Φ 16 | 32,16 |

Recorrendo as expressões (7.47) e (7.48) determinou-se os momentos resistentes para as duas direções ortogonais, como indicado na Tabela 7.20 e Tabela 7.21.

Tabela 7.20-Linha neutra e momento resistente em x

| Pilar | Piso | Flexão em X | | | | |
|-------|------|------------------------------------|---------|-----------|---------|------------------|
| | | $A_{s1}=A_{s2}$ [cm ²] | d [m] | d_1 [m] | x [m] | $M_{Rd,x}$ [kNm] |
| P22 | 0_1 | 8,54 | 0,75 | 0,05 | 0,42 | 675,63 |
| | 1_2 | 8,54 | 0,75 | 0,05 | 0,15 | 453,81 |
| P23 | 0_1 | 25,90 | 0,75 | 0,05 | 0,37 | 1143,61 |
| | 1_2 | 8,04 | 0,75 | 0,05 | 0,35 | 710,94 |

Tabela 7.21-Linha neutra e momento resistente em y

| Pilar | Piso | Flexão Y | | | | |
|-------|------|------------------------------------|-------|-----------|-------|------------------|
| | | $A_{s1}=A_{s2}$ [cm ²] | d [m] | d_1 [m] | x [m] | $M_{Rd,y}$ [kNm] |
| P22 | 0_1 | 10,80 | 0,25 | 0,05 | 0,16 | 251,58 |
| | 1_2 | 10,80 | 0,25 | 0,05 | 0,06 | 168,39 |
| P23 | 0_1 | 35,71 | 0,30 | 0,05 | 0,16 | 528,19 |
| | 1_2 | 12,06 | 0,30 | 0,05 | 0,16 | 332,65 |

Finalizada o cálculo do momento resistente, determinou-se o esforço transverso de dimensionamento aplicando a expressão (7.52), e obteve-se os resultados apresentados na Tabela 7.22.

$$V_{Ed} = 1,1 \frac{M_{Rc,1} + M_{Rc,2}}{l_{cl}} \quad (7.49)$$

Tabela 7.22-Esforço transverso de dimensionamento para as zonas críticas dos pilares exemplo

| Pilar | Piso | l_{cl} [m] | $V_{Ed,x}$ SAP [kN] | $V_{Ed,x}$ [kN] | $V_{Ed,y}$ SAP [kN] | $V_{Ed,y}$ [kN] |
|-------|------|--------------|---------------------|-----------------|---------------------|-----------------|
| P22 | 0_1 | 3,30 | 198,77 | 167,72 | 491,73 | 450,42 |
| | 1_2 | 2,40 | 161,42 | 154,36 | 451,22 | 415,99 |
| P23 | 0_1 | 3,30 | 141,10 | 352,13 | 712,12 | 762,41 |
| | 1_2 | 2,40 | 336,6 | 304,93 | 780,18 | 651,69 |

Nas tabelas que se seguem encontra-se a verificação de segurança ao esforço transverso.

Tabela 7.23-Esforço transverso mínimo segundo x

| Pilar | Piso | v_{min} [Mpa] | k | ρ_l | σ_{cp} [Mpa] | $V_{Rd,c}$ [kN] | $V_{Rd,c,min}$ [kN] |
|-------|------|-----------------|------|----------|---------------------|-----------------|---------------------|
| P22 | 0_1 | 0,36 | 1,52 | 0,00379 | 4,00 | 227,59 | 216,06 |
| | 1_2 | 0,36 | 1,52 | 0,00379 | 3,00 | 193,64 | 182,11 |
| P23 | 0_1 | 0,36 | 1,52 | 0,00992 | 4,00 | 304,03 | 250,25 |
| | 1_2 | 0,36 | 1,52 | 0,00305 | 4,00 | 258,65 | 252,68 |

Tabela 7.24-Esforço transverso mínimo segundo y

| Piso | Pilar | v_{min} [MPa] | k | ρ_l | σ_{cp} [Mpa] | $V_{Rd,c}$ [kN] | $V_{Rd,c,min}$ [kN] |
|------|-------|-----------------|------|----------|---------------------|-----------------|---------------------|
| P22 | 0_1 | 0,50 | 1,89 | 0,0054 | 4,00 | 236,40 | 221,45 |
| | 1_2 | 0,50 | 1,89 | 0,0054 | 3,00 | 206,06 | 191,11 |
| P23 | 0_1 | 0,47 | 1,82 | 0,0151 | 4,00 | 326,56 | 253,72 |
| | 1_2 | 0,47 | 1,81 | 0,0050 | 4,00 | 275,91 | 259,55 |

Tabela 7.25-Armadura de esforço transverso segundo x

| Piso | Zona crítica | | | | |
|------|----------------------|--|-----------|--|------------------------|
| | V _{Ed} [kN] | A _{sw/s} [cm ² /m] | Φ | A _{sw/s,eff} [cm ² /m] | V _{Rd,s} [kN] |
| 0_1 | 167,72 | 21,25 | 6RΦ8//10 | 30,18 | 238,20 |
| 1_2 | 154,36 | 19,56 | 6RΦ8//10 | 30,18 | 238,20 |
| 0_1 | 352,13 | 37,98 | 6RΦ10//10 | 47,10 | 436,65 |
| 1_2 | 304,93 | 32,03 | 6RΦ10//10 | 47,10 | 448,45 |

Tabela 7.26-Armadura de esforço transverso segundo y

| Piso | Zona crítica | | | | |
|------|----------------------|--|-----------|--|------------------------|
| | V _{Ed} [kN] | A _{sw/s} [cm ² /m] | Φ | A _{sw/s,eff} [cm ² /m] | V _{Rd,s} [kN] |
| 0_1 | 450,42 | 19,12 | 5RΦ8//10 | 25,15 | 592,35 |
| 1_2 | 415,99 | 17,66 | 5RΦ8//10 | 25,15 | 592,35 |
| 0_1 | 762,41 | 32,63 | 5RΦ10//10 | 39,25 | 917,07 |
| 1_2 | 651,69 | 27,60 | 5RΦ10//10 | 39,25 | 926,90 |

Fora da zona crítica adotou-se $\theta = 30^\circ$. Como $V_{Rd,max} > V_{Ed}$ não é necessário aumentar o valor de θ . Nas tabelas seguintes estão apresentados os valores determinados para a zona corrente. Para pilares pertencentes ao piso térreo com paredes de enchimento em alvenaria, toda a altura dos pilares deve ser considerada com zona crítica.

Tabela 7.27-Esforço transverso máximo para a zona corrente

| Pilar | Piso | l _{cl} [m] | b _w [m] | z [m] | V _{Rd,x,max} [kN] | b _w [m] | z [m] | V _{Rd,y,max} [kN] |
|-------|------|---------------------|--------------------|-------|----------------------------|--------------------|-------|----------------------------|
| P22 | 0_1 | 3,3 | 0,30 | 0,677 | 1054,75 | 0,80 | 0,227 | 942,55 |
| | 1_2 | 2,4 | 0,30 | 0,677 | 1054,75 | 0,80 | 0,227 | 942,55 |
| P23 | 0_1 | 3,3 | 0,35 | 0,671 | 1220,73 | 0,80 | 0,266 | 1107,12 |
| | 1_2 | 2,4 | 0,35 | 0,679 | 1233,82 | 0,80 | 0,274 | 1137,04 |

Tabela 7.28-Armadura de esforço transverso segundo x para a zona corrente

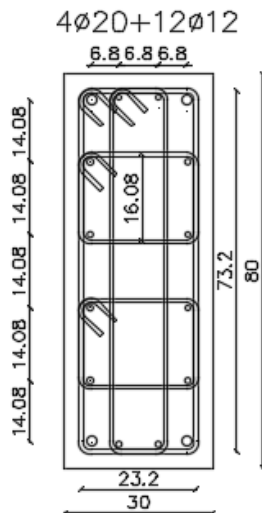
| Pilar | Piso | V _{Ed} [kN] | A _{sw/s} [cm ² /m] | Φ | A _{sw/s,eff} [cm ² /m] | V _{Rd,s} [kN] |
|-------|------|----------------------|--|-----------|--|------------------------|
| P22 | 0_1 | 167,72 | 12,28 | 6RΦ8//10 | 30,18 | 238,20 |
| | 1_2 | 154,36 | 11,30 | 6RΦ8//20 | 15,06 | 205,63 |
| P23 | 0_1 | 352,13 | 21,96 | 6RΦ10//10 | 47,10 | 436,65 |
| | 1_2 | 304,93 | 18,51 | 6RΦ8//20 | 15,06 | 248,07 |

Tabela 7.29-Armadura de esforço transverso segundo y para a zona corrente

| Pilar | Piso | V _{Ed} [kN] | A _{sw/s} [cm ² /m] | Φ | A _{sw/s,eff} [cm ² /m] | V _{Rd,s} [kN] |
|-------|------|----------------------|--|-----------|--|------------------------|
| P22 | 0_1 | 450,42 | 11,05 | 5RΦ8//10 | 25,15 | 592,35 |
| | 1_2 | 415,99 | 10,21 | 5RΦ8//20 | 12,55 | 511,36 |
| P23 | 0_1 | 762,41 | 18,86 | 5RΦ10//10 | 39,25 | 917,07 |
| | 1_2 | 651,69 | 15,95 | 5RΦ8//20 | 12,55 | 512,72 |

Confinamento da base

Através da aplicação das expressões (7.42), (7.43), (7.44), (7.45) e (7.46) verifica-se a armadura de confinamento.



Pilar P22 (Piso 0_1) e Pilar P22 (Piso 1_2)

$$b_0 = 300 - 30 \cdot 2 - 8 = 232 \text{ mm}$$

$$h_0 = 800 - 30 \cdot 2 - 8 = 732 \text{ mm}$$

$$\sum bi^2 = 10 \cdot 140,8^2 + 6 \cdot 68 = 225990,4 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{225990,4}{6 \cdot 232 \cdot 732} = 0,7782$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 232}\right) \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 732}\right) = 0,7309$$

$$\alpha = 0,7782 \cdot 0,7309 = 0,5688$$

Volume de cintas em cada secção transversal do pilar

$$L = 0,732 \cdot 4 + 0,232 \cdot 6 + 0,1608 \cdot 4 = 4,96 \text{ m}$$

$$\text{cintas } \phi 8 \Rightarrow A_s = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{cintas}} = 4,96 \cdot 0,5 \cdot 10^{-4} = 0,000248 \text{ m}^3$$

Volume do núcleo de betão:

$$\text{espaçamento das cintas} \Rightarrow 10 \text{ cm}$$

$$V_{\text{betão}} = 0,732 \cdot 0,232 \cdot 0,10 = 0,01698 \text{ m}^3$$

O valor mínimo de ω_{wd} é 0,08

$$\omega_{wd} = \frac{0,000248 \cdot 348}{0,01698 \cdot 20} = 0,254$$

$$\mu_{\phi} = 5$$

$$v_d = 0,42$$

$$\varepsilon_{s,yd} = 0,00174$$

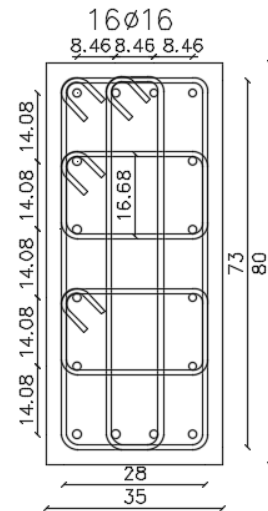
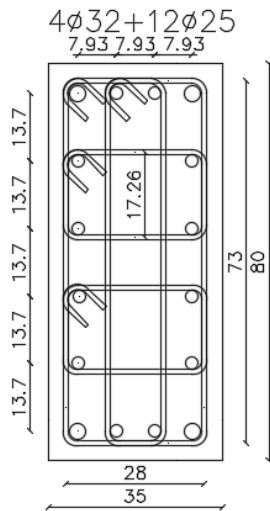
Calculando ambos os termos da expressão (7.42)

$$0,569 \cdot 0,254 = 0,145$$

$$30 \cdot 5 \cdot 0,42 \cdot 0,00174 \cdot 0,3 / 0,232 = 0,035$$

$$= 0,105$$

Como o valor do primeiro membro da expressão (7.42) é sempre maior que o valor do segundo membro da mesma expressão, conclui-se que a armadura transversal colocada nas zonas críticas é suficiente.



Pilar P23 (Piso 0_1)

$$b_0 = 350 - 30 \cdot 2 - 10 = 280 \text{ mm}$$

$$h_0 = 800 - 30 \cdot 2 - 10 = 730 \text{ mm}$$

$$\sum bi^2 = 10 \cdot 137,6^2 + 6 \cdot 79,3^2 = 227068,54 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{227068,54}{6 \cdot 280 \cdot 730} = 0,815$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 280}\right) \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 730}\right) = 0,765$$

$$\alpha = 0,815 \cdot 0,765 = 0,623$$

Pilar P23 (Piso 1_2)

$$b_0 = 350 - 30 \cdot 2 - 10 = 280 \text{ mm}$$

$$h_0 = 800 - 30 \cdot 2 - 10 = 730 \text{ mm}$$

$$\sum bi^2 = 10 \cdot 140,8^2 + 6 \cdot 84,6^2 = 241189,36 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{241189,36}{6 \cdot 280 \cdot 730} = 0,803$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 280}\right) \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 730}\right) = 0,765$$

$$\alpha = 0,803 \cdot 0,765 = 0,615$$

Volume de cintas em cada seção transversal do pilar:

Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício em Lisboa

$$L = 0,730 \cdot 4 + 0,280 \cdot 6 + 0,1726 \cdot 4 = 5,29 \text{ m} \quad L = 0,732 \cdot 4 + 0,232 \cdot 6 + 0,1668 \cdot 4 = 5,27 \text{ m}$$

$$c \text{ intas } \phi 10 \Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \quad c \text{ intas } \phi 8 \Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$V_{cintas} = 5,29 \cdot 0,79 \cdot 10^{-4} = 0,000414 \text{ m}^3 \quad V_{cintas} = 5,27 \cdot 0,79 \cdot 10^{-4} = 0,000414 \text{ m}^3$$

Volume do núcleo de betão:

$$\text{espaçamento das cintas} \Rightarrow 10 \text{ cm} \quad \text{espaçamento das cintas} \Rightarrow 10 \text{ cm}$$

$$V_{betão} = 0,730 \cdot 0,280 \cdot 0,10 = 0,0204 \text{ m}^3 \quad V_{betão} = 0,730 \cdot 0,280 \cdot 0,10 = 0,0204 \text{ m}^3$$

O valor mínimo de ω_{wd} é 0,08

$$\omega_{wd} = \frac{0,000414 \cdot 348}{0,02044 \cdot 20} = 0,353 \quad \omega_{wd} = \frac{0,000414 \cdot 348}{0,02044 \cdot 20} = 0,353$$

$$\mu_\phi = 5 \quad \mu_\phi = 5$$

$$\nu_d = 0,37 \quad \nu_d = 0,35$$

$$\varepsilon_{s,yd} = 0,00174 \quad \varepsilon_{s,yd} = 0,00174$$

Calculando ambos os termos da expressão (7.42)

$$0,623 \cdot 0,353 = 0,220 \quad 0,615 \cdot 0,353 = 0,217$$

$$30 \cdot 5 \cdot 0,37 \cdot 0,00174 \cdot 0,35 / 0,280 - 0,035 \quad 30 \cdot 5 \cdot 0,35 \cdot 0,00174 \cdot 0,35 / 0,280 - 0,035$$

$$= 0,084 \quad = 0,081$$

Como o valor do primeiro membro da expressão (7.42) é sempre maior que o valor do segundo membro da mesma expressão, conclui-se que a armadura transversal colocada nas zonas críticas é suficiente.

Nas tabelas seguintes estão representados o resumo dos parâmetros determinados para a zona confinada:

Tabela 7.30-Parâmetros da zona confinada

| Pilar | Piso | h ₀ [mm] | b ₀ [mm] | s [mm] | ∑b _i ² [mm ²] | V _{cintas} [m ³] | V _{betão} [m ³] |
|-------|------|---------------------|---------------------|--------|---|---------------------------------------|--------------------------------------|
| P22 | 0_1 | 732 | 232 | 100 | 225990,40 | 0,000248 | 0,01698 |
| | 1_2 | 732 | 232 | 100 | 225990,40 | 0,000248 | 0,01698 |
| P23 | 0_1 | 730 | 280 | 100 | 227068,54 | 0,000414 | 0,02044 |
| | 1_2 | 730 | 280 | 100 | 241189,36 | 0,000414 | 0,02044 |

Tabela 7.31-Confinamento na base dos pilares

| Pilar | Piso | α _n | α _s | α | 30μφ*ν _d ...-0,035 | ω _{wd} | ω _{wd} ≥0,08? | α*ω _{wd} | α*ω _{wd} ≥30μφ...-0,035 |
|-------|------|----------------|----------------|-------|-------------------------------|-----------------|------------------------|-------------------|----------------------------------|
| P22 | 0_1 | 0,778 | 0,731 | 0,569 | 0,105 | 0,254 | OK | 0,145 | OK |
| | 1_2 | 0,778 | 0,731 | 0,569 | 0,105 | 0,254 | OK | 0,145 | OK |
| P23 | 0_1 | 0,815 | 0,765 | 0,623 | 0,084 | 0,353 | OK | 0,220 | OK |
| | 1_2 | 0,803 | 0,765 | 0,615 | 0,081 | 0,353 | OK | 0,217 | OK |

Nos casos em que a condição dada pela expressão (7.42) não se verifica, portanto, a armadura transversal colocada nas zonas críticas é insuficiente e há necessidade de reforçar a cintagem na base do pilar, deve-se ser tomada as seguintes medidas:

- Reduzir o espaçamento das cintas na zona crítica da base do pilar;
- Aumentar o diâmetro da cinta exterior;
- Aumentar o número de ramos de cintas na secção transversal.

7.5 Pilares sísmicos secundários

Foram considerados como elementos secundários os pilares que se encontram ligados as lajes fungiforme através de bandas e zonas maciças. De acordo com o art.º 5.7 da NP EN 1998-1, esses elementos devem ser projetados e pormenorizados de forma a manterem a sua capacidade resistente às cargas gravíticas na situação de projeto sísmica quando sujeitos as deformações máximas nessa situação. Ainda o mesmo artigo considera os requisitos regulamentares cumpridos se os momentos fletores e os esforços transversos para eles calculados com base: a) nas deformações máximas devidas à situação de projeto sísmica; e b) na sua rigidez fendilhada à flexão e ao esforço transversal, não excederem, respetivamente, os valores de calculo da sua resistência à flexão a ao esforço transversal determinados segundo a NP EN 1992-1-1.

Como as rotações ao nível dos pisos estão menos restringidas nestes pilares pelas lajes do que nos restantes pelas vigas, a exigências de ductilidade nestes pilares não deverá ser superior à dos outros pilares. Desta forma é um procedimento seguro dimensionar os pilares não ligados a vigas para a mesma exigência de ductilidade que os restantes pilares (Lopes, M., 2008).

Para o dimensionamento desses elementos, optou-se por substituir o espectro de cálculo pelo espectro elástico.

7.6 Paredes

Segundo o art.º 5.6.2.2 da NP EN 1998-1, as paredes devem apresentar uma secção tal que:

$$\frac{l_w}{b_w} \geq 4,0 \quad (7.50)$$

Sendo l_w o comprimento da parede e b_w a espessura da parede.

De acordo com o art.º 5.4.3.4.1(2) da NP EN 1998-1, para que seja garantida uma ductilidade adequada e de modo a diminuir os efeitos da encurvadura local, o valor do esforço normal reduzido, V_d , em paredes sísmicas primárias deverá ser limitado ao seguinte valor:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0,4 \quad (7.51)$$

Segundo o art.º 5.4.3.4.2(12) da NP EN 1998-1, não é necessário definir zonas críticas de paredes em que o esforço normal reduzido seja inferior a 0,15, pois nestes casos a parede pode ser projetada de acordo com as regras prescritas pela NP EN 1992-1-1.

Verificação das restrições geométricas

De acordo com o art.º 5.4.1.2.3(1) da NP EN 1998-1 a espessura da alma, b_{w0} (em metros), deverá satisfazer a seguinte condição:

$$b_{w0} \geq \max \quad 0,15; h_s / 20 \quad (7.52)$$

Sendo h_s a altura livre do piso em metros.

As paredes situadas entre os pisos 7 e 8 apresentam uma altura livre de 3,86 metros, pelo que o limite mínimo de espessura da alma da parede é de 0,19 metros, o que implica que a condição é verificada.

Ainda o art.º 5.4.3.4.2(10) da mesma norma refere que os elementos de extremidade não deverão ter uma espessura b_w inferior a 200 mm. Além disso, deve-se cumprir os seguintes requisitos:

$$\text{para } l_c \leq \max \quad 2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w \rightarrow b_w \geq h_s / 15 \quad (7.53)$$

$$\text{para } l_c > \max \quad 2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w \rightarrow b_w < h_s / 10 \quad (7.54)$$

Sendo l_c o comprimento da parte confinada (elemento de extremidade);

Verificação das disposições construtivas para a ductilidade local

No art.º 5.4.3.4.2 da NP EN 1998-1 encontra-se estabelecida um conjunto de regras para que seja garantida a ductilidade local

Segundo o art.º 5.4.2.4(2) da NP EN 1998-1 é possível efetuar uma redistribuição dos esforços até 30%. Ainda, refere no art.º 5.4.2.4(4)P que devem ser tidas em conta as incertezas na distribuição de momentos ao longo da altura de paredes sísmicas esbeltas, e que neste contexto, se deve considerar uma envolvente de cálculo (Figura 7.12). O diagrama de dimensionamento de momentos fletores em paredes é dado de forma esquemática no art.º 5.4.2.4(5) da NP EN 1998-1 para sistemas estruturais do tipo parede e sistemas estruturas mistos.

Armadura longitudinal

De acordo com o art.º 9.6.2(1) da NP EN 1992-1-1, a área de armadura vertical, $A_{s,v}$, deve estar compreendida entre os seguintes valores:

$$0,002A_c \leq A_{s,v} \leq 0,04A_c \quad (7.55)$$

Ainda, segundo o art.º 9.6.2(3) da referida norma, a distância entre dois varões longitudinais não deve ser superior à 3 vezes a espessura da parede ou 400 mm.

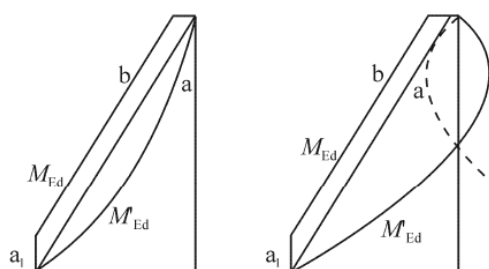


Figura 7.12-Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas (à esquerda: sistemas de paredes; à direita: sistemas mistos).

- a diagrama dos momentos resultante da análise elástica;
- b envolvente de esforços considerado no dimensionamento;
- a_1 deslocamento que origina a envolvente de esforços.

Neste tipo de elementos é corrente gerarem-se momentos fletores de elevada magnitude, devido à sua elevada rigidez. A forma mais eficiente de distribuir a armadura de flexão consiste em concentrá-la junto às extremidades tanto do ponto de vista de resistência à flexão, pois aumenta o braço interno, como do ponto de vista da ductilidade disponível em curvatura, pois reduz a profundidade da zona comprimida e, portanto, para uma dada extensão máxima de compressão no betão a secção suporta maiores curvaturas. A zona onde se concentra a armadura de flexão é designada por elemento de extremidade (Santos, 2010).

O método utilizado no dimensionamento das paredes, baseia-se no método dos “pilares fictícios”, que consiste em concentrar uma grande percentagem de armadura junto as extremidades das paredes (ver Figura 7.13).

Relativamente aos esforços, estes são calculados, considerando a simplificação do método dos pilares fictícios, através das seguintes expressões:

$$F = \frac{N}{2} \pm \left| \frac{M}{z} \right| \quad (7.56)$$

$$A_s = \frac{\max(F)}{f_{yd}} \quad (7.57)$$

Determinados os esforços para cada pilar fictício, determina-se as áreas de armadura para cada um, pela aplicação da expressão (7.57).

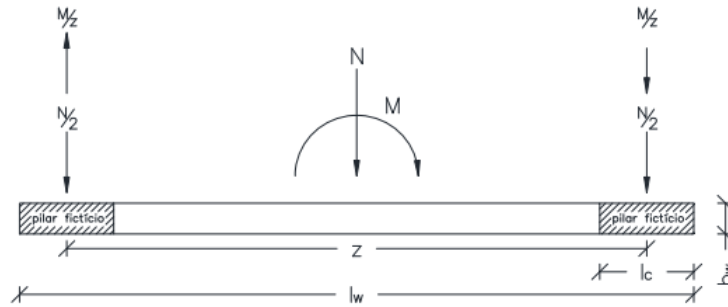


Figura 7.13-Braço da armadura de flexão (adaptado de Santos, 2010).

Em relação ao núcleo de elevadores, o art.º 5.4.3.4.1(4) e 5.4.3.4.2(5) da NP EN 1998-1, refere que a análise e dimensionamento de uma parede em U deveria ser feita considerando como um todo as paredes que o constituem. No entanto, de modo a simplificar os cálculos, optou-se por considerar o núcleo dividido em três paredes isoladas. De uma forma simplificada fez-se a seguinte repartição dos momentos obtidos do modelo de cálculo para os diversos elementos pertencentes ao núcleo:

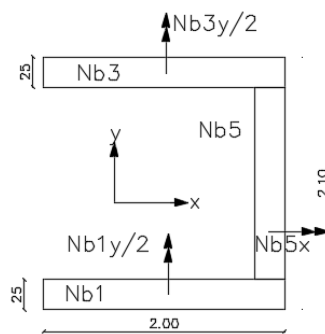


Figura 7.14-Metodologia para distribuição dos esforços nas paredes do núcleo

Para o dimensionamento considerou-se os seguintes esforços atuantes para as paredes Nb1, Nb3 e Nb5:

$$M_{Nb1,y} = M_{Nb3,y} = (M_{Nb1,y} + M_{Nb3,y} + M_{Nb5,y}) / 2 \quad (7.58)$$

$$M_{Nb5,x} = M_{Nb1,x} + M_{Nb3,x} + M_{Nb5,x} \quad (7.59)$$

Segundo o art.º 5.4.3.4.2(8) da NP EN 1998-1, nos elementos de extremidade o valor mínimo da área de armadura longitudinal é de 0,5% da área de betão (expressão (7.68)).

$$\rho_{v,pilar\ ficticio} = \frac{A_{s,pilar\ ficticio}}{L_{pilar\ ficticio} \cdot e} \quad (7.60)$$

Na zona entre os elementos de extremidade optou-se por colocar a armadura mínima.

Armadura transversal

A armadura horizontal mínima a ser colocada nas paredes poderá ser determinada de acordo com o art.º 9.6.3(1) da NP EN 1992-1-1:

$$A_{s,h\min} = \max\{0,25A_{s,v}; 0,001A_c\} \quad (7.61)$$

De acordo com o art.º 9.6.3(2) da NP EN 1992-1-1, os varões horizontais deverão apresentar um espaçamento menor ou igual a 400 mm.

Segundo o art.º 5.4.2.4(8) da NP EN 1998-1, deverá utilizar-se uma envolvente de cálculo dos esforços transversos de acordo com a Figura 7.15.

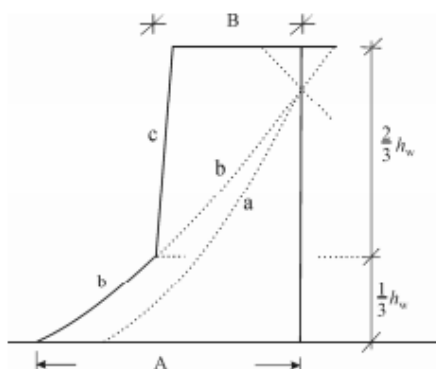


Figura 7.15-Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes

Sendo:

- a* diagrama dos esforços transversos obtidos da análise;
- b* diagrama dos esforços transversos majorados de forma a ter em conta o possível aumento do esforço transverso na base da parede devido à entrada em regime não linear;
- c* envolvente de cálculo;

A esforço transversal de dimensionamento na base da parede, dado por (art.º 5.4.2.4(7) da NP EN 1998-1):

$$V_{parede,base} = 1,5 \cdot V_{análise} \quad (7.62)$$

B esforço transversal de dimensionamento no topo da parede, dado por (art.º 5.4.2.4(8) da NP EN 1998-1):

$$V_{parede,topo} = V_{parede,base} / 2 \quad (7.63)$$

Armadura de confinamento

Segundo o art.º 5.4.3.4.2(1) da NP EN 1998-1, a altura crítica acima da base da parede é dada pelas seguintes expressões:

$$h_{cr} = \max \{l_w; l_w / 6\} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ se } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2h_s \text{ se } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (7.64)$$

Com h_s a altura livre entre pisos, sendo a base definida como o nível da fundação ou do topo de uma cave rígida.

Visto que a estrutura em estudo possui cave rígida nos 2 primeiros pisos, a altura crítica foi definida a partir do topo da mesma, devida a sua elevada rigidez.

Segundo o art.º 5.4.3.4.2(6) da NP EN 1998-1, a armadura de confinamento deverá ser prolongada verticalmente na zona crítica ao longo da sua altura h_{cr} , e horizontalmente, ao longo de um comprimento l_c medido desde a fibra mais comprimida da parede.

Para que o requisito de ductilidade local seja satisfeito nas zonas críticas, o valor do fator de ductilidade em curvatura, μ_ϕ , deverá ser calculada através da aplicação da expressão (7.17) da presente dissertação. Nesta expressão o valor base do coeficiente de comportamento pode ser multiplicado pelo quociente M_{Ed} / M_{Rd} (art.º 5.4.3.4.2(2) da NP EN 1998-1). Para este caso, admitiu-se que $M_{Ed} = M_{Rd} = 1$, ou seja, não se tira partido da possibilidade de reduzir a exigência de ductilidade.

Para paredes de secção transversal retangular, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento é dada por (art.º 5.4.3.4.2(2) da NP EN 1998-1):

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\Phi} (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.65)$$

Sendo:

ω_v taxa mecânica das armaduras verticais da alma ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$), onde ρ_v a percentagem de armadura vertical na zona da alma da parede.

De acordo com o art.º 5.4.3.4.2(6) da NP EN 1998-1, o comprimento a atribuir à região do pilar fictício l_c , poderá ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (7.66)$$

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \quad (7.67)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha\omega_{wd} \quad (7.68)$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv} f_{yd}}{h_c b_c f_{cd}} \quad (7.69)$$

Com:

x_u posição do eixo neutro correspondente à curvatura última após o destacamento do betão situado fora do núcleo confinado dos elementos de extremidade (ver Figura 7.16).

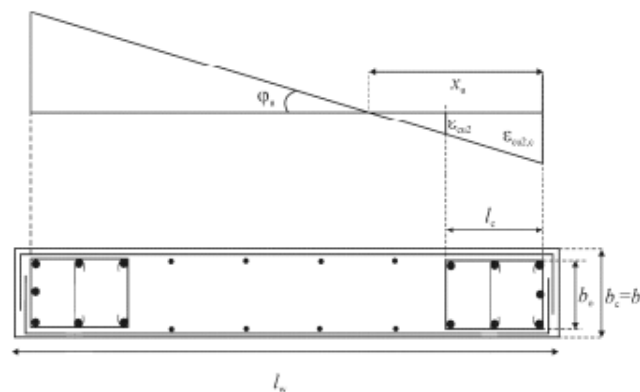


Figura 7.16-Elemento de extremidade confinado de uma parede (em cima: extensões para a curvatura última; baixo: secção da parede)

Na Tabela 7.32, apresenta-se um resumo dos requisitos para o dimensionamento e pormenorização de paredes dúcteis.

Tabela 7.32-Requisitos para o dimensionamento e pormenorização de paredes dúcteis

| | DCM | DCH |
|---|---|------|
| Largura mínima | $\geq \max \left\{ 0,15 \right. \\ \left. h_s / 20 \right.$ | |
| Zona crítica | $\geq \max \left\{ \begin{matrix} l_w \\ H_w / 6 \end{matrix} \right. \text{ mas, } \leq \left\{ \begin{matrix} 2l_w \\ h_s, n \leq 6 \\ 2h_s, n \geq 7 \end{matrix} \right.$ | |
| Esforço normal reduzido | 0,40 | 0,35 |
| % de armadura longitudinal mínima | Pilares fictícios $\Rightarrow \rho_{\min} = 0,5\%$ Na alma $\Rightarrow \rho_{\min} = 0,2\%$ | |
| %de armadura longitudinal máxima | Pilares fictícios $\Rightarrow \rho_{\max} = 4\%$ | |
| Diâmetro e espaçamento das zonas críticas na base das paredes | $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ Pilares fictícios $\Rightarrow s_w \leq \min \{ b_0 / 2; 175; 8d_{bl} \}$ | |
| Confinamento das zonas críticas na base das paredes | $\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c / b_0)$ $\omega_{wd} \geq 0,08, \text{ para DCM}$ $\omega_{wd} \geq 0,12, \text{ para DCH}$ | |

Aplicando as expressões (7.51), (7.53), (7.54) e (7.64) obtiveram-se os seguintes resultados:

Tabela 7.33-Valores das extensões máximas e mínimas e da altura crítica para as paredes dúcteis

| Parede | b_w [m] | l_w [m] | l_{cmax} [m] | l_{cmin} [m] | l_{alma} [m] | N_{Ed} [kN] | h_w [m] | h_s [m] | h_{cr} [m] |
|--------|-----------|-----------|----------------|----------------|----------------|---------------|-----------|-----------|--------------|
| Par1 | 0,30 | 2,00 | 0,60 | 0,45 | 1,10 | 1248,00 | 16,50 | 3,90 | 2,75 |
| Par2 | 0,30 | 1,30 | 0,60 | 0,45 | 0,40 | 2007,10 | 16,50 | 3,90 | 2,60 |
| Par3 | 0,25 | 2,00 | 0,50 | 0,38 | 1,25 | 3184,20 | 16,50 | 3,90 | 2,75 |
| Par4 | 0,30 | 5,00 | 1,00 | 0,75 | 3,50 | 3360,50 | 16,50 | 3,90 | 3,90 |
| Par5 | 0,30 | 3,85 | 0,77 | 0,58 | 2,70 | 4030,50 | 16,50 | 3,90 | 3,85 |
| Par6 | 0,30 | 2,00 | 0,60 | 0,45 | 1,10 | 1162,20 | 16,50 | 3,90 | 2,75 |
| Par7 | 0,30 | 2,15 | 0,60 | 0,45 | 1,25 | 2447,80 | 16,50 | 3,90 | 2,75 |
| Par8 | 0,25 | 1,95 | 0,50 | 0,38 | 1,20 | 1073,76 | 16,50 | 3,90 | 2,75 |
| Par9 | 0,25 | 1,95 | 0,50 | 0,38 | 1,20 | 1241,00 | 16,50 | 3,90 | 2,75 |
| Nb1 | 0,25 | 2,00 | 0,50 | 0,38 | 1,25 | 916,60 | 20,65 | 3,90 | 3,44 |
| Nb2 | 0,25 | 3,60 | 0,72 | 0,54 | 2,52 | 1548,40 | 16,50 | 3,90 | 3,60 |
| Nb3 | 0,25 | 2,00 | 0,50 | 0,38 | 1,25 | 958,80 | 20,65 | 3,90 | 3,44 |
| Nb4 | 0,25 | 3,85 | 0,77 | 0,58 | 2,70 | 1840,80 | 16,50 | 3,90 | 3,85 |
| Nb5 | 0,25 | 1,60 | 0,50 | 0,38 | 0,85 | 736,90 | 20,65 | 3,90 | 3,20 |
| Nb6 | 0,25 | 4,10 | 0,82 | 0,62 | 2,87 | 1801,70 | 16,50 | 3,90 | 3,90 |

Quando $v_d < 0,15$ os elementos de extremidade da parede, poderá ser projetado para ter de acordo com as disposições da NP EN 1992-1-1, como referido anteriormente. No entanto recomenda-se não tirar partido dessa possibilidade definindo e projetando zonas críticas nas paredes de acordo com a NP EN 1998-1 para qualquer nível de esforço axial (Lopes, M., 2008)

O comprimento dos elementos de extremidade calculados segundo a expressão (7.66), encontra-se na Tabela 7.34.

Tabela 7.34-Comprimento dos elementos de extremidade

| Parede | $A_{sv,min}$ [cm ² /m] | Φ | $A_{s,eff}$ [cm ² /m] | $A_{sv,max}$ [cm ² /m] | ω_v | $\alpha \cdot \omega_{wd}$ | $\epsilon_{cu2,c}$ | X_{u1} [m] | ϵ_{cu2} | l_c [m] | l_c adot[m] |
|--------|--------------------------------------|------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------|----------------------------|--------------------|-----------------|------------------|--------------|------------------|
| Par1 | 6,60 | $\Phi 10//15$ | 12,56 | 240,00 | 0,07 | 0,02 | 0,0058 | 0,44 | 0,0058 | 0,18 | 0,50 |
| Par2 | 2,40 | $\Phi 10//15$ | 7,86 | 156,00 | 0,11 | 0,09 | 0,0126 | 0,63 | 0,0058 | 0,46 | 0,50 |
| Par3 | 6,25 | $\Phi 10//15$ | 6,28 | 200,00 | 0,03 | 0,09 | 0,0128 | 0,98 | 0,0058 | 0,71 | 0,40 |
| Par4 | 21,00 | $\Phi 16//12,5$ | 32,16 | 600,00 | 0,05 | 0,02 | 0,0056 | 1,08 | 0,0058 | 0,41 | 0,80 |
| Par5 | 16,17 | $\Phi 10//15$ | 26,80 | 462,00 | 0,06 | 0,04 | 0,0079 | 1,17 | 0,0058 | 0,65 | 0,60 |
| Par6 | 6,60 | $\Phi 10//15$ | 12,56 | 240,00 | 0,07 | 0,02 | 0,0056 | 0,43 | 0,0058 | 0,16 | 0,50 |
| Par7 | 7,50 | $\Phi 10//15$ | 12,92 | 258,00 | 0,06 | 0,05 | 0,0085 | 0,70 | 0,0058 | 0,41 | 0,50 |
| Par8 | 6,00 | $\Phi 10//15$ | 10,48 | 195,00 | 0,06 | 0,03 | 0,0062 | 0,46 | 0,0058 | 0,20 | 0,40 |
| Par9 | 6,00 | $\Phi 10//15$ | 10,48 | 195,00 | 0,06 | 0,03 | 0,0068 | 0,51 | 0,0058 | 0,25 | 0,40 |
| Nb1 | 6,25 | $\Phi 10//15$ | 10,48 | 200,00 | 0,06 | 0,02 | 0,0054 | 0,42 | 0,0058 | 0,15 | 0,40 |
| Nb2 | 12,60 | $\Phi 12//12,15$ | 18,10 | 360,00 | 0,05 | 0,01 | 0,0049 | 0,68 | 0,0058 | 0,20 | 0,60 |
| Nb3 | 6,25 | $\Phi 10//15$ | 10,48 | 200,00 | 0,06 | 0,02 | 0,0056 | 0,43 | 0,0058 | 0,16 | 0,40 |
| Nb4 | 13,48 | $\Phi 12//10$ | 22,62 | 385,00 | 0,06 | 0,02 | 0,0056 | 0,82 | 0,0058 | 0,31 | 0,60 |
| Nb5 | 4,25 | $\Phi 10//15$ | 8,98 | 160,00 | 0,07 | 0,03 | 0,0060 | 0,37 | 0,0058 | 0,15 | 0,40 |
| Nb6 | 14,35 | $\Phi 12//12,15$ | 18,10 | 410,00 | 0,04 | 0,01 | 0,0048 | 0,75 | 0,0058 | 0,20 | 0,80 |

O valor do comprimento do elemento de extremidade mede-se do eixo das cintas.

Dimensionamento

Tomando como exemplo a parede Par1:

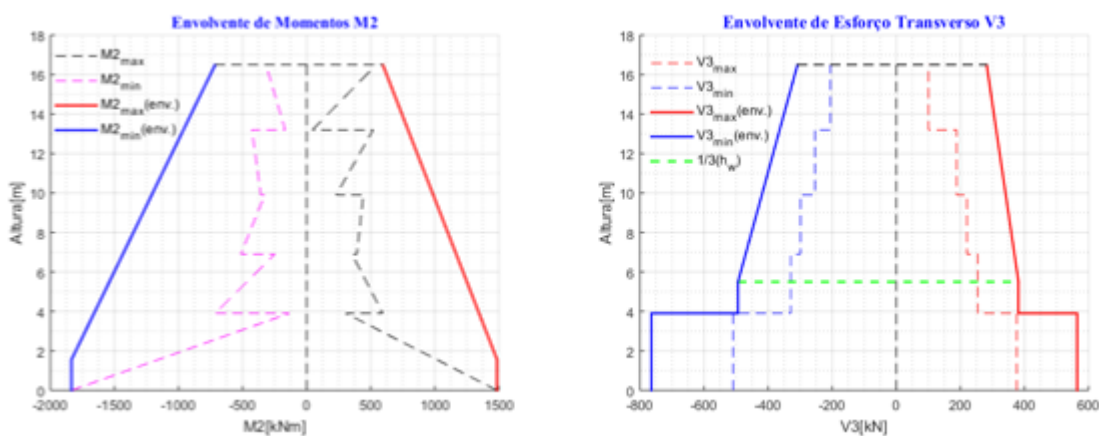
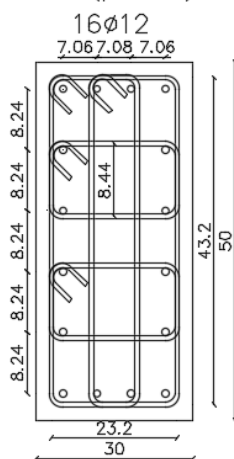


Figura 7.17-Diagramas de momentos fletores, esforço transverso e envolvente de cálculos da parede Par1

As armaduras de flexão determinadas foram as seguintes:

Tabela 7.35-Armaduras longitudinais da parede Par1

| Parede | Piso | z [m] | Env. | M_{Ed} [kNm] | N_{Ed} [kN] | v_d | F_{tmax} [kN] | F_{tmin} [kN] | A_s [cm ²] | Φ |
|--------|------|---------|---------|----------------|---------------|---------|-----------------|-----------------|--------------------------|--------------|
| Par1 | 0 | 1,50 | max | 1485,20 | -977,00 | 0,08 | 501,63 | -1969,32 | 14,41 | 16 Φ 12 |
| | | | min | -1836,10 | -1490,50 | 0,12 | | | | |
| | 1 | | max | 593,50 | -732,80 | 0,06 | 29,27 | -1116,23 | 0,84 | 16 Φ 10 |
| | | | min | -714,50 | -1279,80 | 0,11 | | | | |
| | 2 | | max | 441,20 | -477,40 | 0,04 | 55,43 | -853,55 | 1,59 | 16 Φ 10 |
| | | | min | -513,90 | -1021,90 | 0,09 | | | | |
| | 3 | | max | 518,10 | -253,80 | 0,02 | 218,50 | -640,50 | 6,28 | 16 Φ 10 |
| | | | min | -428,40 | -709,80 | 0,06 | | | | |
| 4 | max | 542,10 | -40,60 | 0,00 | 341,10 | -381,90 | 9,80 | 16 Φ 10 | | |
| | min | -318,30 | -339,40 | 0,03 | | | | | | |



As distâncias (b_i, b_0, h_0) medem-se a eixo das cintas. Visto que o espaçamento das cintas exteriores é de 15 mm adotou-se o mesmo espaçamento para as cintas interiores.

Par1 – Pilar fictício

$$b_0 = 300 - 30 \cdot 2 - 8 = 232 \text{ mm}$$

$$h_0 = 500 - 30 \cdot 2 - 8 = 432 \text{ mm}$$

$$\sum bi^2 = 10 \cdot 137,6^2 + 4 \cdot 70,6^2 + 2 \cdot 70,8^2 = 97860,32 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{97860,32}{6 \cdot 232 \cdot 432} = 0,8374$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{150}{2 \cdot 232}\right) \left(1 - \frac{150}{2 \cdot 432}\right) = 0,5592$$

$$\alpha = 0,815 \cdot 0,765 = 0,4682$$

Volume de cintas em cada secção transversal do pilar fictício:

$$L = 0,432 \cdot 4 + 0,232 \cdot 6 + 0,0844 \cdot 4 = 3,4576 \text{ m}$$

$$\text{cintas } \phi 8 \Rightarrow A_s = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{cintas}} = 3,4576 \cdot 0,5 \cdot 10^{-4} = 0,000173 \text{ m}^3$$

Volume do núcleo de betão:

$$\text{espaçamento das cintas} \Rightarrow 15 \text{ cm}$$

$$V_{\text{betão}} = 0,432 \cdot 0,232 \cdot 0,15 = 0,015034 \text{ m}^3$$

Taxa mecânica de armadura de confinamento:

$$\begin{aligned} \omega_{wd} &= \frac{\text{Volume da armadura de confinamento } f_{yd}}{\text{Volume do núcleo de betão confinado } f_{cd}} \\ &= \frac{0,000173 \cdot 348}{0,015034 \cdot 20} = 0,20023 > \omega_{wd \text{ min}} = 0,08 \end{aligned}$$

Pela aplicação da expressão (7.68) tem-se:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,4682 \cdot 0,20023 = 0,01287$$

Taxa mecânica da armadura vertical da alma:

$$h_{alma} = 1,10 \text{ m} \quad \mu\phi = 5$$

$$\omega_v = (12,56 \cdot 10^{-4} / (1,10 \cdot 0,30)) \cdot 348 / 20 = 0,0662$$

Calculando ambos os termos da expressão (7.65):

$$0,4682 \cdot 0,20023 \geq 30 \cdot 5 \cdot (0,12 + 0,0662) \cdot 0,00174 \cdot 0,3 / 0,232 - 0,035$$

$$\Leftrightarrow 0,09375 \geq 0,02784$$

Fica assim satisfeita a condição (7.65).

O valor do esforço transversal atuante obtido da análise foi multiplicado pelo fator de amplificação de 1,5. Na

Tabela 7.36 apresenta-se a armadura transversal, bem como a verificação de segurança ao esforço transversal.

Tabela 7.36-Armadura transversal e verificação de segurança ao esforço transversal

| Parede | Piso | V_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kNm] | $V_{Rd,max}$ [kN] | k | σ_{cp} [Mpa] | ρ_l | $V_{Rd,c}$ [kN] | $A_{sw/s}$ [cm ² /m] | Φ | $A_{sw/s,eff}$ [cm ² /m] | $V_{Rd,s}$ [kN] |
|--------|------|----------------|----------------|-------------------|------|---------------------|----------|-----------------|---------------------------------|----------------|-------------------------------------|-----------------|
| Par1 | 0 | 376,00 | 509,30 | 2700,00 | 1,72 | 4,00 | 0,015 | 156,75 | 9,76 | $\phi 8//12.5$ | 16,08 | 839,38 |
| | | -509,30 | | | | | | | | | | |
| | 1 | 254,10 | 329,20 | 2250,00 | 1,72 | 4,00 | 0,011 | 122,52 | 6,31 | $\phi 8//12.5$ | 16,08 | 839,38 |
| | | -329,20 | | | | | | | | | | |
| | 2 | 220,30 | 298,80 | 2700,00 | 1,72 | 2,65 | 0,011 | 123,37 | 5,72 | $\phi 8//12.5$ | 16,08 | 839,38 |
| | | -298,80 | | | | | | | | | | |
| | 3 | 188,40 | 254,20 | 2700,00 | 1,72 | 1,69 | 0,011 | 106,51 | 4,87 | $\phi 8//12.5$ | 16,08 | 839,38 |
| | | -254,20 | | | | | | | | | | |
| | 4 | 100,40 | 205,50 | 2250,00 | 1,72 | 0,41 | 0,011 | 69,95 | 3,94 | $\phi 8//12.5$ | 16,08 | 839,38 |
| | | -205,50 | | | | | | | | | | |

7.7 Muro

Para o dimensionamento das armaduras recorreu-se ao modelo descrito no subcapítulo 3.4. De acordo com os esforços obtidos, determinou-se as seguintes armaduras de flexão:

Tabela 7.37-Armadura de flexão

| Face | M_{Ed} [kNm/m] | μ | ω | $A_{s,min}$ [cm ² /m] | A_s [cm ² /m] | $A_{s,adot}$ [cm ² /m] | x [m] | M_{Rd} [kNm/m] | |
|----------|------------------|-------|----------|----------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|-------|------------------|-------|
| Superior | 42.00 | 0.032 | 0.032 | 4.86 | 4.77 | $\phi 10//15$ | 5.24 | 0.011 | 46.22 |
| Inferior | 20.40 | 0.015 | 0.015 | | 2.29 | $\phi 10//15$ | 5.24 | 0.011 | 46.22 |

A verificação da segurança ao esforço transversal fica assim satisfeita, como mostra a Tabela 7.38.

Tabela 7.38-Verificação de segurança ao esforço transversal

| $C_{Rd,c}$ | k | ρ_l | $V_{Rd,c}$ [kN] | V_{Ed} [kN] |
|------------|------|----------|-----------------|---------------|
| 0,12 | 1,88 | 0,00203 | 106,33 | 95,53 |

Como se pode observar não é necessário adotar armadura de esforço transversal visto que $V_{Ed} < V_{Rd,c}$.

7.8 Fundações

O dimensionamento das fundações deve ser efetuado de acordo com os critérios presentes na NP EN 14992-1-1 e NP EN 1998-1.

O art.º 4.4.2.6(4) define que os esforços nos elementos de fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistência. Para as fundações de elementos verticais isolados, considera-se satisfeita esta condição se os valores de cálculo dos esforços forem determinados pela expressão:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (7.70)$$

Em que:

- γ_{Rd} coeficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,0 para $q \leq 3,0$ ou igual a 1,2 nos restantes casos;
- $E_{F,G}$ efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;
- $E_{F,E}$ efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
- Ω valor de $(R_{di} / E_{di}) \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i .
- R_{di} Valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;
- E_{di} Valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para a situação de projeto sísmica.

Para a estrutura em estudo considerou-se a situação mais desfavorável, $\Omega = 1,0$, assumindo a igualdade entre os esforços atuantes e resistentes. Assim sendo, obtém-se valores semelhantes aos obtidos pela aplicação da combinação sísmica (art.º 6.4.3.4 da NP EN 1990).

Para determinação das áreas das sapatas utilizou-se os valores mais desfavoráveis entre as combinações sísmicas e a combinação GEO ($G + 1,35Q$), prescrita na NP EN 1997. Entretanto, para o cálculo das armaduras utilizou-se a combinação fundamental no caso dos esforços obtidos pela combinação GEO for maior que os da combinação sísmica, ou a combinação sísmica no caso dos esforços obtidos pela combinação sísmica forem superiores as obtidas pela combinação GEO.

$$\begin{aligned} \text{Área das sapatas} &\Rightarrow \text{maior valor entre} \begin{cases} \text{combinação GEO} \\ \text{combinação sísmica} \end{cases} \\ \text{Armaduras} &\begin{cases} \text{se comb. GEO} > \text{comb sísmica} \Rightarrow \text{combinação fundamental} \\ \text{se comb. GEO} < \text{comb sísmica} \Rightarrow \text{combinação sísmica} \end{cases} \end{aligned}$$

Deve-se realçar que as sapatas foram dimensionadas para as ações verticais e momentos fletores (caso houver), uma vez que os apoios são encastrados, com exceção dos apoios dos pilares secundários que são fixos.

Inicialmente, fez-se o pré-dimensionamento das sapatas com o valor do esforço normal majorado em 10% (para consideração do peso da sapata), obtendo-se assim uma área mínima para cada uma, tendo sempre em atenção para o valor de $\sigma_{adm} = 0,3 \text{ MPa}$. Para as situações em que a combinação desfavorável foi a combinação sísmica, considerou-se a tensão admissível $2\sigma_{adm} = 2 \cdot \sigma_{adm} = 0,6 \text{ MPa}$.

Relativamente à altura das sapatas, determinou-se uma altura suficiente de modo a garantir um funcionamento rígido em meio elástico, ficando assim resolvido os problemas de punçoamento. Quando a sapata é rígida, pode admitir-se que a tensão no solo é uniforme. Para que seja garantida a condição de rigidez da sapata, a altura deve ser determinada pela aplicação da seguinte expressão:

$$\frac{A-a}{4} \leq H \leq \frac{A-a}{2} \tag{7.71}$$

Efetuada os cálculos, verificou-se se as tensões admissíveis no terreno eram superiores às tensões geradas, aplicando a expressão (7.72).

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N}{A \cdot B} \tag{7.72}$$

Sendo A e B as dimensões da sapata em planta e a a distancia entre a face do elemento vertical e a face da sapata (ver Figura 7.18).

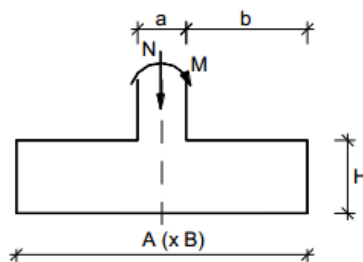


Figura 7.18-Dimensoes de uma sapata rígida

Para determinação das armaduras nas sapatas, utilizou-se modelos de escoras e tirantes. Para os elementos encastrados na base, utilizou-se os seguintes modelos (ver Figura 7.19e Figura 7.20):

Sapata com excentricidade de carga

- $e > A/4$ (tensões no solo em menos de metade da sapata);

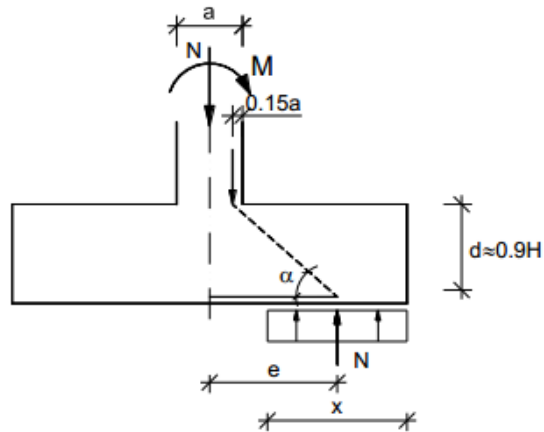


Figura 7.19-Sapata com excentricidade de carga-tensões em menos de metade da sapata

Conhecida as dimensões das sapatas, determina-se a força de tração (expressão (7.73)).

$$F_t = \frac{N(e - 0,35a)}{d} \quad (7.73)$$

A área de armadura pode ser determinada pela expressão seguinte:

$$\left(\frac{A_s}{s} \right) = \frac{F_t}{f_{yd}} \frac{1}{y} \quad (7.74)$$

Sendo y a área carregada na direção ortogonal.

- $e < A/4$ (tensões no solo em mais de metade da sapata).

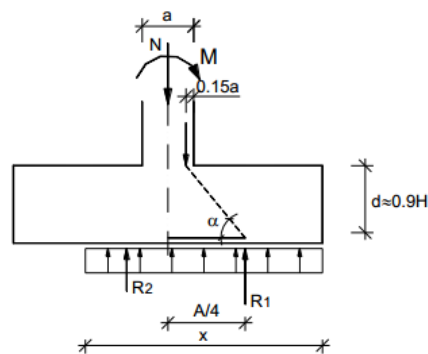


Figura 7.20-Sapata com excentricidade de carga-tensões em mais de metade da sapata

A expressão para o cálculo da força de tração é dada por:

$$F_t = \frac{R_1 (A/4 - 0,35a)}{d} \quad (7.75)$$

O valor da reação pode ser calculado por:

$$R_1 = \frac{A}{2} \frac{N}{A - 2e} \quad (7.76)$$

A área de armadura é determinada pela expressão (7.74).

No caso dos muros da cave, as forças verticais foram obtidas através da soma de todas as cargas ao longo do perímetro do muro divididas pelo respetivo comprimento, obtendo deste modo uma carga por metro. Já o momento na base, foi obtido através dos modelos apresentados nas Figura 3.5 e Figura 3.6. O dimensionamento foi efetuado com recorrendo ao método de escoras e tirantes, utilizando o seguinte esquema:

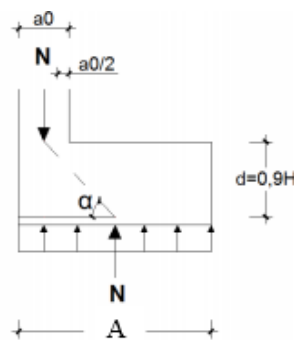


Figura 7.21-Sapata lateral dos muros da cave

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\left(\frac{A - a_0}{2} \right)} \quad (7.77)$$

$$F_t = \frac{N}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (7.78)$$

Tal como nas situações anteriores, as áreas de armaduras são calculadas pela expressão (7.74).

O núcleo dos elevadores e da caixa de escadas terá uma sapata única. Para determinação das armaduras de flexão na sapata, adotou-se o seguinte modelo de cálculo:

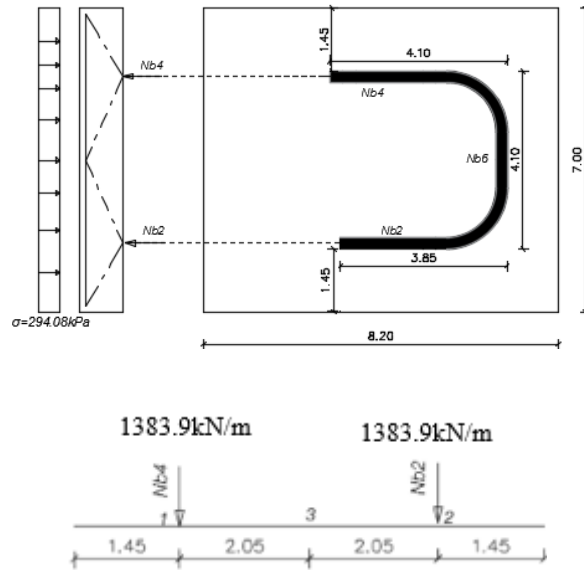


Figura 7.22-Modelo de cálculo da sapata do núcleo

Tem-se:

$$M_{Ed1} = M_{Ed2} = 294,08 \cdot \frac{1,45^2}{2} = 309,15 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$M_{Ed3} = 294,08 \cdot \frac{(1,45 + 2,05)^2}{2} - 1383,9 \cdot 2,05 = -1009,93 \text{ kNm} / \text{m}$$

Armadura superior

$$F_t = \frac{M_{Ed3}}{0,9H} = \frac{1009,93}{0,9 \cdot 0,7} = 16003,07 \text{ kN} / \text{m}$$

$$A_{sw/s} = \frac{16003,07}{348000} = 46,07 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 20 // 12,5 + \phi 16 // 17,5$$

Armadura inferior

$$F_t = \frac{M_{Ed1}}{0,9H} = \frac{309,15}{0,9 \cdot 0,7} = 490,71 \text{ kN} / \text{m}$$

$$A_{sw/s} = \frac{490,71}{348000} = 14,1 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 20 // 20$$

7.9 Estados limites de Utilização

Os estados limites de utilização são aqueles que correspondem à impossibilidade de uso normal de uma estrutura, estando relacionados com a durabilidade, aparência, conforto para os utilizadores e funcionalidade, em situação corrente de serviço.

A verificação em relação ao estado limite de utilização tem por objetivo garantir um bom comportamento das estruturas em situação corrente de serviço (controlar o nível de fendilhação, limitar a deformação e controlar a vibração).

Em condições de serviço, as ações tomam valores reais previstos (não são majoradas), e o comportamento dos materiais é simulado através das propriedades médias (não minoradas).

7.9.1 Fendilhação

A fendilhação de uma dada secção pode ser definida como o instante em que a fibra mais solicitada à tração atinge a resistência mínima do betão, aparecendo uma fenda. É então neste momento que se dá a passagem destas tensões de tração para o aço. Para efeitos de cálculo, deve-se a verificação da seguinte condição:

$$\sigma_c > f_{ctm} \quad (7.79)$$

As ações que estão na origem da ocorrência de fendilhação podem ser divididas em dois tipos:

- Ações diretas – forças (cargas) aplicadas à estrutura;
- Ações indiretas – deformações ou acelerações impostas, provocadas, por exemplo, por variações de temperatura ou de humidade, retração do betão, assentamentos diferenciais ou sismos.

O valor admissível para a abertura de fendas, w_{max} , em estruturas correntes de betão armado, calculada para a combinação de ações quase permanente, é definido pelo art.º 7.3 da NP EN 1992-1-1 (Quadro 7.1N), em função da classe de exposição do elemento em análise, como se pode constatar na tabela seguinte.

Tabela 7.39-Valores recomendados de w_{max} (mm)

| Classe de exposição | Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes | elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes |
|-------------------------|--|--|
| | Combinação de ações quase-permanente | combinação de ações frequente |
| X0, XC1 | 0,4 ¹ | 0,2 |
| XC2, XC3, XC4 | 0,3 | 0,2 ² |
| XD1, XD2, XS1, XS2, XS3 | | Descompressão |

NOTA 1: para as classes de exposição X e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspeto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspeto, este limite poderá ser reduzido.

NOTA 2: para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de ações.

A NP EN 1992-1-1, no art.º 7.3.3, apresenta uma alternativa ao cálculo direto da abertura de fendas, permitindo que a fendilhação seja controlada de forma indireta, indicando espaçamentos máximos e dimensões para os varões de armadura nas zonas tracionadas.

O controlo indireto da fendilhação, de acordo com a NP EN 1992-1-1, consiste em:

- Adoção da armadura mínima;
- Imposição de limites ao diâmetro máximo dos varões e/ou afastamento máximo dos mesmos (Tabela 7.40 e Tabela 7.41).

Tabela 7.40-Diâmetro máximo de varões para o controlo da fendilhação

| Tensão no aço [MPa] | Diâmetro máximo dos varões [mm] | | |
|---------------------|---------------------------------|--------------|--------------|
| | $W_k=0.4$ mm | $W_k=0.3$ mm | $W_k=0.2$ mm |
| 160 | 40 | 32 | 25 |
| 200 | 32 | 25 | 16 |
| 240 | 20 | 16 | 12 |
| 280 | 16 | 12 | 8 |
| 320 | 12 | 10 | 6 |
| 360 | 10 | 8 | 5 |
| 400 | 8 | 6 | 4 |
| 450 | 6 | 5 | - |

Tabela 7.41-Espaçamento máximo de varões para o controlo da fendilhação

| Tensão no aço [MPa] | Espaçamento máximo dos varões [mm] | | |
|---------------------|------------------------------------|--------------|--------------|
| | $W_k=0,4$ mm | $W_k=0,3$ mm | $W_k=0,2$ mm |
| 160 | 300 | 300 | 200 |
| 200 | 300 | 250 | 150 |
| 240 | 250 | 200 | 100 |
| 280 | 200 | 150 | 50 |
| 320 | 150 | 100 | - |
| 360 | 150 | 50 | - |

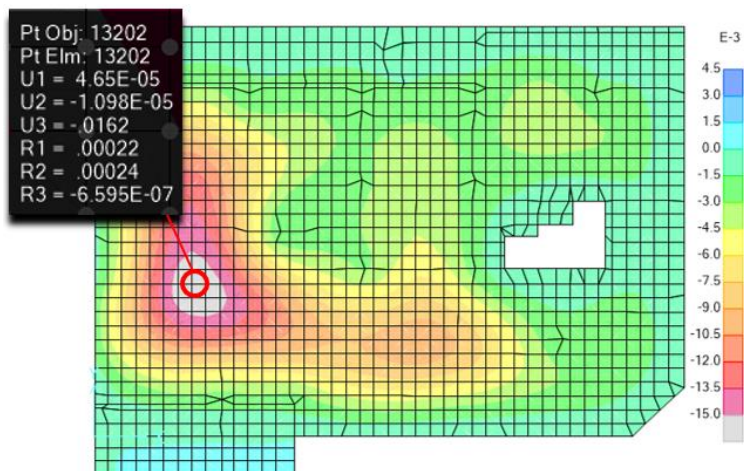
7.9.2 Deformação

Para os casos correntes de edifícios de escritórios, comerciais ou de habitação, a NP EN 1992-1-1, define os seguintes objetivos máximos de deformação, em função do vão:

- $L/250$ para a deformação total devida combinação de ações quase-permanentes;
- $L/500$ para o incremento de deformação após construídas as paredes de alvenaria das divisórias.

Tal como acontece para o caso da fendilhação, a verificação ao estado limite de deformação pode ser efetuada de forma direta ou indireta. A forma direta consiste no cálculo da flecha a longo prazo e comparação com os valores admissíveis.

Analisando as lajes, verificou-se que a maior flecha elástica acontece na laje do piso 2, cujo valor é de 16.2 mm, como se pode ver na figura seguinte. Ainda, na mesma zona, regista-se um valor de 37.9 kNm/m referente ao momento fletor para a combinação quase permanente (M_{qp}).



7.9.2.1 Método dos coeficientes globais

O método dos Coeficientes Globais não é mais do que a correção da flecha elástica calculada para uma secção não fissurada, por um coeficiente k , que entra em conta com a fendilhação e com a fluência do betão.

Cálculo da flecha instantânea

A flecha instantânea, a_0 , é calculada para o instante em que é retirado as escoras da laje, que sob a ação de cargas instantâneas como o peso próprio se deforma. Esta flecha não tem em conta os efeitos da retração e da fluência e é determinada considerando apenas as ações permanentes que atuam no sistema estrutural nesse instante. A expressão que se segue, permite determinar o valor de, a_0 , multiplicando a flecha elástica, a_c , pelo coeficiente corretivo, k_0 , que depende da taxa de armadura tracionada e do nível de solicitação da peça.

$$a_0 = a_c \cdot k_0 \quad (7.80)$$

Em que a_c é a flecha elástica, e k_0 o coeficiente global de correção para as flechas instantâneas, que depende da armadura tracionada ($\rho = A_s / (b \cdot d)$ e $\alpha \cdot \rho$) e do nível de solicitação dado pela relação M_{cr} / M_{qp} .

Nota: os coeficientes de correção k_0 são determinados pelos ábacos em anexo.

O momento crítico que provoca o início da fendilhação, M_{cr} , é dado por:

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} = 43,24 \text{ kNm} / \text{m} \quad (7.81)$$

Os valores determinados pelas expressões anteriores, encontram-se resumidos na tabela seguinte:

Tabela 7.42-Flecha instantânea

| M_{cr} [kNm/m] | M_{cr}/M_{qp} | $A_{s,inf}$ [cm ² /m] | $A_{s,sup}$ [cm ² /m] | ρ | α | $\alpha\rho$ | k_0 | a_0 [m] |
|------------------|-----------------|----------------------------------|----------------------------------|--------|----------|--------------|-------|-----------|
| 33,70 | 0,78 | 5,03 | 7,54 | 0,0022 | 6,06 | 0,013 | 2,30 | 0,07 |

Cálculo da flecha a longo prazo

Visto que o betão armado não é um material homogéneo, somente o cálculo da flecha instantânea não é suficiente. Fenómenos como a retração, a fluência, as variações da temperatura, entre outros, causam fissuras que diminuem a capacidade de resposta em serviço das estruturas de betão armado. É por isso necessário, para estimar a flecha provável a longo prazo, corrigir o valor da flecha elástica com coeficientes globais que tenham em conta estes fenómenos.

Assim, para cargas de longa duração, a flecha total a_t é dada pela expressão seguinte:

$$a_t = a_c \cdot k_t \cdot \eta \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \quad (7.82)$$

Sendo:

k_t coeficiente de correção para as flechas sob cargas de longa duração, dependente da percentagem da armadura tracionada (ρ e $\alpha \cdot \rho$), do coeficiente de fluência e do nível de solicitação dado pela relação M_{cr} / M_{qp} .

η coeficiente de correção tendo em conta a influência da armadura de compressão.

Nota: os coeficientes de correção k_t e η são determinados pelos ábacos em anexo.

Na tabela seguinte apresenta-se os valores relativamente ao cálculo da flecha a longo prazo.

Tabela 7.43-Flecha a longo prazo

| ρ' | ρ'/ρ | η | k_t | a_t [m] |
|---------|--------------|--------|-------|-----------|
| 0,0033 | 1,50 | 0,93 | 7,0 | 0,192 |

O deslocamento ocorrido após a entrada em serviço da estrutura é:

$$a_{\Delta} = a_t - a_0 = 0.028 < 8,55 / 250$$

7.9.2.2 Cálculo das flechas pelo método da NP EN 1992-1-1

O método de cálculo da NP EN 1992-1-1 prevê um comportamento intermédio para os elementos parcialmente fendilhados (normalmente elementos em flexão) e considera que na maioria dos casos é aceitável efetuar apenas dois cálculos, admitindo no primeiro que todo o elemento se encontra no estado fendilhado (estado I), e no segundo que todo o elemento se encontra no estado totalmente fendilhado (estado II). Como os elementos normalmente estão parcialmente fendilhados efetua-se uma interpolação através da seguinte expressão:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I \quad (7.83)$$

Em que:

- α flecha total do elemento de betão;
- α_I flecha no estado não fendilhado;
- α_{II} flecha no estado totalmente fendilhado;
- ζ coeficiente de distribuição (que tem em conta a contribuição do betão tracionado entre fendas), obtido pela expressão:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad (7.84)$$

- β coeficiente que tem em conta o tipo de carregamento. Toma valor igual a 1,0 para carregamento de curta duração e valor igual a 0,5 para carregamento de longa duração;

O valor das cargas apenas interfere com o cálculo da flecha elástica, o que pode dar flechas inferiores às obtidas com métodos mais precisos como é o caso do método dos coeficientes globais. Sempre que o elemento de betão esteja sujeito a um carregamento de longa duração, deve-se calcular a flecha a longo prazo considerando o efeito da fluência. Neste caso a deformação total, poderá ser calculada utilizando o módulo de elasticidade efetivo do betão, aplicando a seguinte expressão:

$$E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.85)$$

Sendo, E_{cm} o módulo de elasticidade média do betão e φ o coeficiente de fluência a tempo infinito, considerando para o caso em estudo $\varphi = 2,5$.

A flecha a longo prazo considerando o estado não fendilhado, pode ser determinada com base na seguinte expressão:

$$\alpha_I = \left[(1 + \varphi) \cdot \alpha_c / (I_I / I_c) \right] \quad (7.86)$$

Na tabela seguinte encontra-se de uma forma resumida os valores relativamente ao cálculo da flecha a longo prazo.

Tabela 7.44-Flecha a longo prazo (método da NP EN 1992-1-1)

| α | A_s'/A_s | I_I/I_c | I_{II}/I_c | ζ | a_I [m] | a_{II} [m] | a_t [m] |
|----------|------------|-----------|--------------|---------|-----------|--------------|-----------|
| 20,20 | 1,50 | 1,05 | 0,091 | 0,70 | 0,062 | 0,006 | 0,023 |

Os valores obtidos permitem concluir que os deslocamentos verificados nos pisos são inferiores aos valores máximos permitidos pela NP EN 1992-1-1.

8. Conclusões

Ao longo da presente dissertação procurou-se analisar as prescrições da NP EN 1998-1 aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado, sintetizando e sobrepondo os respetivos fundamentos com as prescrições da EN 1992-1-1. Deste modo, para além de se fazer referência aos conceitos teóricos subjacentes na NP EN 1998-1, aplicou-se a metodologia aprendida a um exemplo de um edifício em betão armado.

O pré-dimensionamento é de grande utilidade na fase inicial de um projeto de estruturas, uma vez que permite obter uma ideia razoável das dimensões iniciais dos elementos estruturais. Comparando os valores do pré-dimensionamento com os valores obtidos do modelo conclui-se que ao nível dos pilares estes se revelaram semelhantes, apesar de existirem pilares em que foi preciso aumentar a secção determinada na fase de pré-dimensionamento. No que diz respeito às secções das vigas e da espessura das lajes não foi necessário alterar as mesmas.

Relativamente às regras de regularidade em altura e planta, conclui-se que a rigorosa aplicação das mesmas se pode refletir numa tarefa árdua (nomeadamente no cálculo do centro de rigidez e do raio de torção). Para facilitar no cálculo desse parâmetro e de outros, desenvolveu-se alguns algoritmos no MatLab para a determinação do centro de massa e do centro de rigidez da estrutura de betão, determinação dos espectros de respostas e para extrair os esforços mais condicionantes das paredes e a representação dos envolventes dos mesmos. Estes revelaram-se de grande utilidade, nomeadamente o primeiro, uma vez que, devido às constantes alterações nos elementos estruturais numa fase inicial do trabalho, permitiram que de uma forma rápida esses cálculos fossem realizados.

Bibliografia

Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A. – ‘‘A influencia das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifícios’’, 2012.

Robalo, Keila Samira Garcia – Análise de edifícios de betão armado. Coimbra: Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, 2011.

Coelho, Florentino Miguel Luz-Análise e dimensionamento á ação sísmica. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010.

Machado, Pedro Oliveira Gonçalves de Almeida – Projeto de estruturas de um edifício. Lisboa: outubro 2010.

Novais, Tiago Filipe Pereira – Projeto de fundações e estrutura de colégio em Ponta Delgada utilizando os Eurocódigos estruturais. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014.

Amaral, Luís Filipe Medeiros - Dimensionamento de elementos sísmicos secundários em estruturas de betão armado. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2012.

Santos, Pedro Miguel Sousa - Projeto de estruturas de um edifício dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2010.

Costa, A. - Projeto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1 - Exemplo de aplicação 2. Lisboa: [s.n.], v. OE - Seminário - Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projeto de Edifícios, 2011

Lopes, M. et al – Sismos e Edifícios – Edições Orion, julho de 2008.

Martins, João guerra – Betão armado: Lajes fungiformes, 2ª edição 2009.

Reis, A.; Farinha, M., et al – ‘‘Tabelas Técnicas’’, Edições Técnicas, Lisboa, 2008.

Jacinto, Luciano. Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014.

Gorgulho, António Sousa. Betão Estrutural II (folhas da disciplina). versão atualizada segundo o Eurocódigo 2.

Camara, José Noronha da – Estruturas de betão I: Folhas de apoio às aulas. Instituto Superior Técnico, 2014/2015.

CSI - Computers and Structures, Inc. Formação base em SAP2000.

Barros, Helena & Figueiras, Joaquim – Tabelas e Ábacos de dimensionamento de secções de betão solicitadas a flexão e a esforços transversos-FEUP edições, 2010.

Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício em Lisboa

Tabelas do Grupo de Betão Armado e Pré-esforçado - IST. Lisboa: I.S.T.

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (Decreto-Lei n.º 349 C/83, d e 30 de julho).

NP EN 206-1:2007 (Emenda 1:2008; Emenda 2:2010) - Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.

E464: 2007 – Betões - Metodologia prescritivas para uma vida útil de projeto e 50 e de 100 anos face às ações ambientais.

NP ENV 13670-1:2007 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras gerais.

NP EN 1990-1-2:2009 Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas

NP EN 1991-1-1:2010 Eurocódigo 1 – Quantificação de ações em edifícios

NP EN 1992-1-1:2010 Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão; Parte 1-1 Regras gerais e regras para edifícios.

NP EN 1997-1-2:2010 Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico; Parte 1 Regras gerais

NP EN 1998-1-2:2010 Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos; Parte 1 Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

Anexos

Anexo 1-Molde laje fungiforme FG800

Anexo 2-Tipos de solos

Anexo 3-Tabelas e ábacos para cálculo de deformações

Anexo 4-Resistência e deformabilidade de solos em função dos resultados do SPT

Anexo 5-Modos de vibração da estrutura

Anexo 6-Armadura inferior das lajes

Anexo 7-Armadura superior das lajes

Anexo 8-Verificação do punçoamento

Anexo 9-Diagrama de esforços das vigas

Anexo 10-Armadura de flexão e de esforço transversal das vigas

Anexo 11-Espaçamento máximo dos varões longitudinais para pilares

Anexo 12-Esforços dos pilares primários

Anexo 13-Armaduras de flexão dos pilares primários

Anexo 14-Armadura de esforço transversal dos pilares primários

Anexo 15-Armadura de flexão dos pilares secundários

Anexo 16-Armadura mínima e comprimento dos elementos de extremidades das paredes

Anexo 17-Armaduras de flexão e de esforço transversal das paredes

Anexo 18-Armaduras das sapatas centradas

Anexo 19-Armaduras das sapatas dos muros

Anexo 20-Armaduras das sapatas dos pilares secundários