



PROJECTO DE EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO LOCALIZADOS EM ZONAS DE PERIGOSIDADE SÍSMICA ELEVADA

FRANCISCO JOSÉ MARTINS RIBEIRO

dezembro de 2018

**PROJETO DE EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO LOCALIZADOS
EM ZONAS DE PERIGOSIDADE SÍSMICA ELEVADA**

FRANCISCO JOSÉ MARTINS RIBEIRO

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Prof. Rodrigo Falcão Moreira

OUTUBRO DE 2018

ÍNDICE GERAL

| | |
|--|-----|
| Índice Geral | iii |
| Resumo..... | v |
| Abstract | vii |
| Agradecimentos | ix |
| Índice de Texto | xi |
| Índice de Figuras..... | xv |
| Índice de Tabelas..... | xix |
| CAPÍTULO 1 Introdução..... | 21 |
| CAPÍTULO 2 Quantificação da ação sísmica | 26 |
| CAPÍTULO 3 Conceção e análise de edifícios sismo-resistentes | 49 |
| CAPÍTULO 4 Projeto de edifícios de betão armado de acordo com a EN1998-1..... | 65 |
| CAPÍTULO 5 Caso de estudo..... | 85 |
| CAPÍTULO 6 Considerações Finais..... | 119 |
| Referências Bibliográficas | 123 |
| Anexo I – Verificação de Segurança da estrutura inicial à ação sísmica segundo o RSA | 125 |
| Anexo II – Dimensionamento Sísmico de pilares segundo o RSA | 127 |
| Anexo III – Dimensionamento Sísmico de vigas segundo o RSA | 128 |
| Anexo IV – Dimensionamento sísmico de vigas segundo o EC8 | 129 |
| Anexo V – Dimensionamento Sísmico de Pilares segundo o EC8 | 132 |

RESUMO

O presente trabalho de projeto teve como objetivo aprofundar conhecimentos sobre o processo de dimensionamento sísmico de edifícios, com estrutura de betão armado, de acordo com os critérios definidos na norma NP EN 1998-1. Paralelamente, foram trabalhadas e desenvolvidas competências específicas de simulação numérica por elementos finitos, recorrendo a ferramentas de cálculo comerciais e levando a cabo análises elásticas lineares com coeficientes de comportamento, considerando espectros de resposta regulamentares.

Após revisão bibliográfica sobre métodos de quantificação da ação sísmica e conceção de edifícios sismo-resistentes, são revistos os critérios de dimensionamento constantes da norma NP EN 1998-1 (gerais e específicos para edifícios de betão armado). Segue-se um caso de estudo. O edifício escolhido é representativo da construção realizada nos países da Europa do Sul (tais como Itália, Portugal e Grécia) até ao final da década de 70. Como tal, apenas foi dimensionado para suportar ações verticais conjugadas com a ação do vento. Após determinação das características dinâmicas da estrutura original, é verificada a sua segurança sob a atuação da ação sísmica regulamentar mais elevada que pode ocorrer em Portugal Continental. Em seguida são realizados dois novos dimensionamentos: (i) de acordo com o RSA e REBAP; (ii) de acordo com a NP EN 1998-1 e NP EN 1992-1-1. No final, são comparadas as diferenças entre dimensionamentos e retiradas conclusões.

Palavras-chave: Projeto de edifícios de betão armado; dimensionamento sísmico; NP EN 1998-1.

ABSTRACT

The present project work had as objective to deepen knowledge about the process of seismic design of buildings, with reinforced concrete structure, according to the criteria defined in the norm NP EN 1998-1. At the same time, specific numerical simulation skills were worked and developed, using commercial calculation tools and carrying out linear elastic analyzes with behavior factors, considering elastic response spectra.

After a literature review on seismic action quantifying methods and design of earthquake resistant buildings, the design criteria of NP EN 1998-1 (general and specific for reinforced concrete buildings) are reviewed. A case study follows. The chosen building is representative of the construction carried out in the countries of Southern Europe (such as Italy, Portugal and Greece) until the end of the 70's. Therefore, it was designed only to support vertical actions combined with wind action. After determining the dynamic characteristics of the original structure, its safety is verified under the highest seismic action that can occur in Portugal. Two new designs are then performed: (i) according to RSA and REBAP; (ii) according to NP EN 1998-1 and NP EN 1992-1-1. In the end, the differences between design are compared and conclusions are subsequently drawn.

Keywords: Design of RC buildings; Seismic design; NP EN 1998-1

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho de projeto foi o remate de diversos objetivos delineados ao longo do percurso académico, os quais só foi possível alcançar, com o apoio, cooperação e auxílio de várias pessoas, a quem expresso o meu sincero agradecimento:

- Ao meu orientador, Professor Rodrigo Falcão Moreira, pelo constante apoio, disponibilidade e transmissão de conhecimentos ao longo da elaboração deste trabalho. Por tudo que fez em prol deste projeto, tempo despendido e verdadeiro sentido crítico, agradeço profundamente. Em especial nestes últimos meses em que foi incansável no esclarecimento de dúvidas, no sentido de cooperar e atingir objetivos;
- Agradeço, a todos os professores do Departamento de Engenharia Civil (DEC) do ISEP, nomeadamente da área de estruturas, pela forma como me cativaram e ajudaram a alcançar este objetivo;
- Um agradecimento especial à minha família, em particular aos meus pais e irmão, que me encorajaram e apoiaram incondicionalmente;
- À empresa CAPSFIL, SA, agradeço pelo voto de confiança e pelo facto de me ter proporcionado todos os conhecimentos e experiências profissionais que possuo;
- Aos amigos, que não querendo nomear sob a pena de falhar algum, para eles deixo aqui também uma palavra de apreço e estima.
- A todos, a minha profunda e sincera gratidão.

ÍNDICE DE TEXTO

| | | |
|-------|--|----|
| 1.1 | Aspetos gerais..... | 21 |
| 1.2 | Objetivos e Organização do trabalho | 24 |
| 2.1 | Utilização de Espectros de Resposta Regulamentares | 26 |
| 2.1.1 | RSA..... | 28 |
| 2.1.2 | EC8..... | 31 |
| 2.2 | Ação sísmica no RSA | 38 |
| 2.2.1 | Âmbito | 38 |
| 2.2.2 | Classificação dos tipos de terreno | 39 |
| 2.2.3 | Zonamento sísmico..... | 39 |
| 2.2.4 | Combinação da ação sísmica com outras ações..... | 40 |
| 2.2.5 | Classe de importância..... | 41 |
| 2.2.6 | Classes de ductilidade..... | 41 |
| 2.3 | Ação sísmica no EC8..... | 41 |
| 2.3.1 | Âmbito | 41 |
| 2.3.2 | Classificação dos tipos de terreno | 43 |
| 2.3.3 | Zonamento sísmico..... | 44 |
| 2.3.4 | Combinação da ação sísmica com outras ações..... | 45 |
| 2.3.5 | Classes de ductilidade..... | 47 |
| 3.1 | Aspetos gerais..... | 49 |
| 3.2 | CrITÉrios de regularidade estrutural | 54 |
| 3.2.1 | CrITÉrios de regularidade em planta..... | 55 |
| 3.2.2 | CrITÉrios de regularidade em altura | 57 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 3.3 | Métodos de análise estrutural previstos na EN1998-1..... | 59 |
| 3.3.1 | Método de análise por forças laterais | 60 |
| 3.3.2 | Análise modal por espectro de resposta | 62 |
| 4.1 | Requisitos de desempenho..... | 65 |
| 4.2 | Critérios de conformidade e estados limites | 66 |
| 4.2.1 | Estado Limite Último | 66 |
| 4.2.2 | Estado de limitação de danos..... | 67 |
| 4.3 | Verificações de segurança aplicáveis a todos os edifícios | 67 |
| 4.3.1 | Estado limite último..... | 67 |
| 4.3.2 | Limitação de danos | 70 |
| 4.4 | Regras específicas para edifícios de betão armado | 71 |
| 4.4.1 | Materiais e verificações de segurança..... | 72 |
| 4.4.2 | Restrições geométricas..... | 72 |
| 4.4.3 | Esforços de cálculo..... | 73 |
| 4.4.4 | Disposição de armaduras..... | 77 |
| 5.1 | Objectivos | 85 |
| 5.2 | Caracterização da estrutura..... | 85 |
| 5.3 | Modelação numérica | 89 |
| 5.3.1 | Aplicação de cargas..... | 92 |
| 5.3.2 | Validação do modelo | 92 |
| 5.4 | Definição da Ação Sísmica..... | 93 |
| 5.4.1 | RSA..... | 93 |
| 5.4.2 | EN 1998-1..... | 94 |
| 5.4.3 | Comparação EC8/RSA..... | 97 |
| 5.5 | Resultados..... | 99 |
| 5.5.1 | Estrutura original | 99 |
| 5.5.2 | Dimensionamento sísmico de acordo com o RSA e REBAP | 103 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 5.5.3 | Dimensionamento sísmico de acordo com o EC8-1 | 106 |
| 5.5.4 | Comparação com a estrutura base..... | 112 |
| 6.1 | Conclusões do trabalho realizado..... | 119 |
| 6.2 | Desenvolvimentos Futuros | 122 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1-1 – Geração de um sismo | 21 |
| Figura 1-2 – Encontro de placas tectónicas (LNEC – Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas)..... | 22 |
| Figura 1-3 - Ação da vibração sísmica sobre uma construção (Carvalho & Oliveira, 1983)..... | 22 |
| Figura 2-1 - Oscilador de um grau de liberdade..... | 26 |
| Figura 2-2 – Conceito de espectro de resposta..... | 27 |
| Figura 2-3 - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo I, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica (RSA, 1993)..... | 29 |
| Figura 2-4 - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo II, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica (RSA, 1993)..... | 29 |
| Figura 2-5 - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo III, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica (RSA, 1993)..... | 29 |
| Figura 2-6 – Espectro de resposta elástico (POENÇA, 2007/2008) | 31 |
| Figura 2-7 - Espectro de resposta elástica de tipo 1 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento) | 32 |
| Figura 2-8 - Espectro de resposta elástica de tipo 2 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento) | 33 |
| Figura 2-9 – Delimitação das zonas sísmica de acordo com o RSA (RSA, 2005) | 40 |
| Figura 2-10 – Proposta para o zonamento sísmico prescritos no EC8 | 45 |
| Figura 3-1 - Separação de um edifício em dois blocos através de uma junta sísmica (Appleton e Gomes, 1988) | 50 |
| Figura 3-2 - Separação de um edifício através de uma junta de forma a assegurar a uniformidade em alçado (Almeida, 2007) | 50 |
| Figura 3-3 – Formas de distribuição dos elementos verticais..... | 51 |

| | |
|--|----|
| Figura 3-4 - Pavimento de vigotas pré-fabricadas..... | 52 |
| Figura 3-5 – Tipos de fundações – Soluções boas e más (Pilakoutas, 2004)..... | 53 |
| Figura 3-6 – Eixo de referência para cálculo do CR | 55 |
| Figura 3-7 – Limites para recuos sucessivos..... | 58 |
| Figura 3-8 – Limites do recuo quando ocorre acima de 15% da altura..... | 58 |
| Figura 3-9 – Limites para recuos não simétricos | 59 |
| Figura 3-10 – Distribuição da força de corte em altura do edifício..... | 62 |
| Figura 4-1 – Mecanismo “soft-storey” | 69 |
| Figura 4-2 – Sistema com paredes acopladas | 70 |
| Figura 4-3 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos das vigas. Fonte: EC8..... | 74 |
| Figura 4-4 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversos em pilares | 76 |
| Figura 4-5 – Disposições adicionais para amarração nos nós viga-pilar exteriores | 79 |
| Figura 4-6 – Armaduras transversais nas zonas críticas; [Fonte: EC8] | 80 |
| Figura 4-7 – Confinamento do núcleo de betão..... | 83 |
| Figura 4-8 - Exemplo de rotura plástica..... | 83 |
| Figura 5-1 – Alçado do pórtico “ICONS” (Carvalho et al. 1999) | 86 |
| Figura 5-2 – Modelo de ensaio do pórtico ICONS (Carvalho et al. 1999)..... | 86 |
| Figura 5-3 - Geometria e pormenores de armadura das vigas (..... | 87 |
| Figura 5-4 - Geometria e pormenores de armadura dos pilares..... | 88 |
| Figura 5-5 – Carregamento da estrutura (Pinto et al. (1999))..... | 89 |
| Figura 5-6 – Template do Robot..... | 90 |
| Figura 5-7 – Elemento - barra..... | 90 |
| Figura 5-8 – Modelo Numérico..... | 91 |
| Figura 5-9 - Espectro de resposta segundo o RSA | 94 |
| Figura 5-10 – Espectros de resposta segundo o EC8..... | 97 |
| Figura 5-11 - Espectro de resposta – Sismo afastado..... | 98 |
| Figura 5-12 - Espectros de resposta - Sismo próximo | 99 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5-13 – Modos de vibração da estrutura | 100 |
| Figura 5-14 - Deslocamentos dos pisos de acordo com ambos os regulamentos | 101 |
| Figura 5-15 – Mecanismo de formação de rótulas plásticas..... | 107 |
| Figura 5-16 - Comparação de deslocamentos segundo o RSA para a geometria inicial e final | 114 |
| Figura 5-17 – Comparação de deslocamentos segundo o EC8 para a geometria inicial e final..... | 114 |
| Figura 5-18 – Comparação de deslocamentos da solução final segundo o EC8 e RSA | 115 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 2-1 – Valores do coeficiente de sismicidade (α)..... | 30 |
| Tabela 2-2 - Coeficientes de comportamento segundo o REBAP | 30 |
| Tabela 2-3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica tipo 1..... | 34 |
| Tabela 2-4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica tipo 2..... | 34 |
| Tabela 2-5 - Classes de importância para edifícios | 35 |
| Tabela 2-6 - Coeficientes de importância segundo o EC8..... | 35 |
| Tabela 2-7 – Aceleração máxima de referência a_{gr} nas várias zonas segundo o EC8..... | 36 |
| Tabela 2-8 – Valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) | 37 |
| Tabela 2-9 – Tipos de terreno de acordo com o RSA | 39 |
| Tabela 2-10 – Metodologia de classificação adotada pelo EC8 | 43 |
| Tabela 2-11 – Valores para φ | 46 |
| Tabela 3-1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico..... | 54 |
| Tabela 4-1 – Valores do coeficiente de redução | 71 |
| Tabela 4-2 – Requisitos mínimos de materiais..... | 72 |
| Tabela 5-1 – Características dos materiais da estrutura inicial..... | 91 |
| Tabela 5-2 – Características dos materiais da estrutura redimensionada | 92 |
| Tabela 5-3 – Aceleração máxima de referência, a_{gr} , em Portimão | 94 |
| Tabela 5-4 – Valores de parâmetros definidores do espectro de cálculo para Portimão..... | 95 |
| Tabela 5-5 – Parâmetros para determinação do espectro de resposta..... | 96 |
| Tabela 5-6 – Resultados da análise modal | 99 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| Tabela 5-7 – Força de corte basal elástica..... | 101 |
| Tabela 5-8 – Método de análise por forças laterais | 102 |
| Tabela 5-9 – Verificação de segurança de pilares segundo ação sísmica do RSA | 102 |
| Tabela 5-10 - Verificação de segurança de vigas segundo ação sísmica do RSA..... | 102 |
| Tabela 5-11 – Geometria das secções transversais para dimensionamento segundo RSA/REBAP | 103 |
| Tabela 5-12 – Armadura longitudinal em vigas segundo o RSA..... | 104 |
| Tabela 5-13 – Armadura transversal em vigas segundo o RSA | 104 |
| Tabela 5-14 - Armadura longitudinal em pilares segundo o RSA | 104 |
| Tabela 5-15 - Armadura transversal em pilares segundo o RSA | 105 |
| Tabela 5-16 – Armadura transversal em pilares juntos aos nós de ligação segundo o RSA | 105 |
| Tabela 5-17 - Geometria das secções transversais para dimensionamento segundo EC8-1..... | 106 |
| Tabela 5-18 – Armadura longitudinal da viga segundo o EC8..... | 108 |
| Tabela 5-19 – Armadura transversal da viga segundo o EC8 | 109 |
| Tabela 5-20 – Diâmetro máximo do varão longitudinal na ligação viga/pilar..... | 109 |
| Tabela 5-21 - Armadura longitudinal em pilares segundo o EC8 | 110 |
| Tabela 5-22 – Armadura transversal em pilares segundo o EC8..... | 110 |
| Tabela 5-23 – Valores de coeficiente de sensibilidade | 111 |
| Tabela 5-24 – Verificação do requisito de limitação de danos..... | 111 |
| Tabela 5-25 – Valores das frequências fundamentais..... | 112 |
| Tabela 5-26 – Forças de corte basal | 113 |
| Tabela 5-27 – Esforço de cálculo e áreas de armadura em vigas..... | 115 |
| Tabela 5-28 – Geometria dos pilares..... | 116 |
| Tabela 5-29 - Esforço de cálculo e áreas de armadura longitudinal em pilares..... | 116 |
| Tabela 5-30 - Esforço de cálculo e áreas de armadura transversal em pilares | 117 |
| Tabela 5-31 – Comparação de quantidades de betão..... | 117 |
| Tabela 5-32 - Comparação de quantidades de aço | 118 |

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPETOS GERAIS

Sismos são fenómenos naturais resultantes da libertação de energia acumulada na crosta terrestre (Fig. 1.1). Apesar da sua imprevisibilidade, o conhecimento dos seus mecanismos de geração permite afirmar que zonas como Portugal Continental e os Açores, que foram atingidas por sismos fortes no passado, voltarão certamente a sê-lo no futuro. Muitas das estruturas existentes foram construídas em épocas em que não havia ainda a preocupação da segurança sísmica, não possuindo, portanto, resistência lateral suficiente para assegurar um bom desempenho nessa situação. O potencial de perdas económicas e humanas é assim muito elevado, pelo que é urgente começar a tomar medidas de redução de risco. Segundo Miguel Belford Correia da Silva, ex-Diretor de Serviços da Unidade de Previsão de Riscos e Alerta da ANPC: “A atual capacidade de previsão é praticamente nula, infelizmente. No entanto, estimam os especialistas que a perda de vidas humanas resultante da possível repetição de um sismo equivalente ao de 1755 em Portugal (com magnitude aproximada de 8,5 e epicentro em Lisboa) seria de 17.000 a 27.000 mortos, rondando as perdas económicas totais um montante igual ao nosso PIB. O cenário de um hipotético sismo, de magnitude elevada, com epicentro ao largo da costa do Algarve, poderia desencadear na zona do litoral Algarvia a repetição de um maremoto devastador, com elevadas perdas económicas e humanas.

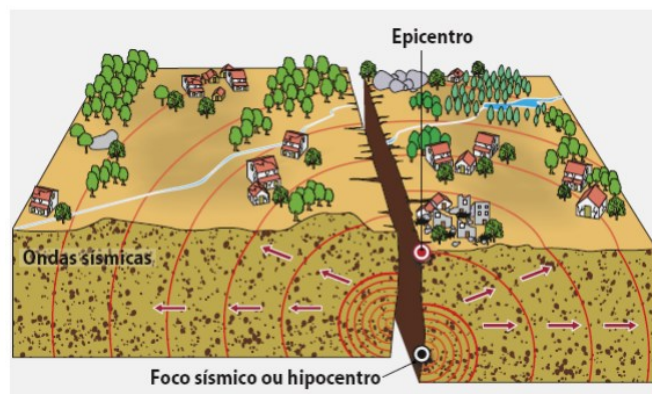


Figura 1-1 – Geração de um sismo

Portugal apresenta sismicidade interplacas e intraplacas relevantes, com perigosidade sísmica moderada a elevada. Em termos de tectónica de placas (Fig. 1.2), Portugal situa-se na placa Euro-Asiática, limitada a Sul pela falha Açores-Gibraltar e a Oeste pela falha dorsal do oceano Atlântico. Em traços gerais, a sismicidade aumenta do Norte para o Sul do país. Fruto da resistência que as construções oferecem em pôr-se em movimento em conjunto com o solo de fundação, surgem forças laterais de inércia proporcionais à aceleração sísmica de base, à massa da construção e à rigidez lateral dos seus elementos estruturais (Figura 1-2).



Figura 1-2 – Encontro de placas tectónicas (LNEC – Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas)

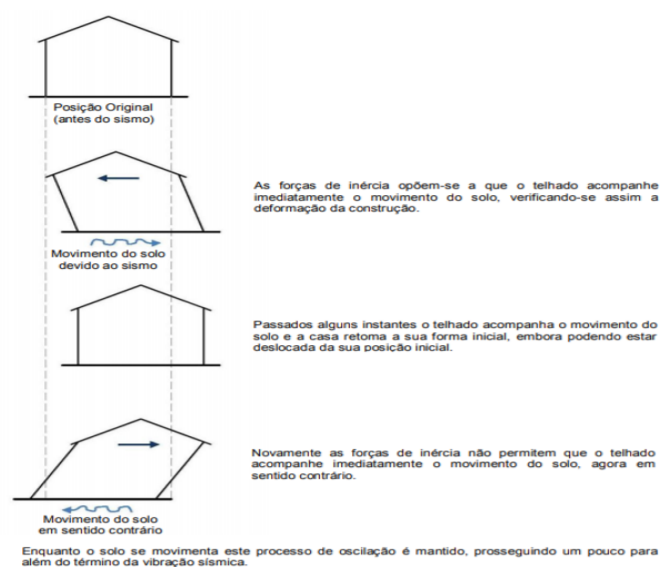


Figura 1-3 - Ação da vibração sísmica sobre uma construção (Carvalho & Oliveira, 1983)

Na regulamentação Portuguesa, a ação sísmica encontra-se definida no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), sem que, no entanto, exista qualquer outro regulamento exclusivamente dedicado ao projeto sísmico de edifícios. Neste contexto, surge a NP EN 1998-1 (Eurocódigo 8), que acaba por ser o culminar de um processo de harmonização técnica Europeia em termos de Engenharia Sísmica. Dado que, com a revogação dentro em breve do RSA, do ponto de vista da resistência aos sismos todas as estruturas em território nacional passarão a ter de ser projetadas exclusivamente de acordo com o Eurocódigo 8, é da maior importância avaliar a complexidade inerente à utilização desta nova regulamentação assim como perceber quais as diferenças em relação às exigências do RSA em termos do dimensionamento dos elementos estruturais. Um outro aspeto da maior importância é avaliar o real risco sísmico a que se encontram expostas as estruturas existentes em território nacional que não foram projetadas de acordo com a atual regulamentação e definir estratégias de reforço técnica e economicamente viáveis, mas isto será algo que não será abordado no trabalho que agora se propõe.

A NP EN 1998-1 assume, enquanto finalidades básicas, assegurar que em caso de ocorrência de sismo:

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais.

Em caso de ocorrência de sismos intensos admite-se que a estrutura possa sofrer danos graves, mas não deve colapsar, a fim de reduzir ao mínimo o risco de perdas de vidas humanas. O cumprimento deste requisito (não colapso) obriga a explorar o comportamento não linear dos materiais e dos elementos estruturais, procurando-se que a energia transmitida pelos sismos seja em boa parte dissipada por histerese em zonas previamente selecionadas, denominadas zonas críticas ou dissipativas. Os edifícios de betão resistentes aos sismos devem assim ser projetados de forma a garantir uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil adequados. Para este efeito, os modos dúcteis de rotura (por exemplo, por flexão, com formação de rótulas plásticas) deverão preceder, com suficiente fiabilidade, os modos de rotura frágeis (por exemplo, por esforço transversal).

Em relação ao RSA, como principais diferenças introduzidas pela NP EN 1998-1 identificam-se as seguintes:

- O sismo do RSA tem um período de retorno de 975 anos, para todas as estruturas, enquanto que na NP EN 1998-1, este período é de 475 anos para a generalidade das estruturas (embora possa ser superior para estruturas de certa importância);
- A NP EN 1998-1 prevê a consideração de um sismo (por vezes designado sismo de serviço) na verificação do requisito de limitação de danos (estado limite de utilização) enquanto que no RSA o sismo é apenas considerado na verificação da segurança aos estados limites últimos;

- No RSA a ação sísmica é considerada com um coeficiente de segurança de 1.5 enquanto que nos Eurocódigos a ação sísmica não é majorada;
- No RSA os sismos são considerados atuando separadamente em cada direção principal da estrutura. Na NP EN 1998-1, as componentes horizontais e vertical do sismo são consideradas simultaneamente.

1.2 OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho de projeto teve como objetivo aprofundar conhecimentos sobre o processo de dimensionamento sísmico de edifícios, com estrutura de betão armado, de acordo com os critérios definidos na norma NP EN 1998-1. Paralelamente, pretendeu-se trabalhar e desenvolver competências específicas de simulação numérica por elementos finitos, recorrendo a ferramentas de cálculo comerciais e levando a cabo análises elásticas lineares com coeficientes de comportamento, considerando espectros de resposta regulamentares.

Complementarmente, foram estabelecidas comparações entre os resultados da ação sísmica obtidos com o regulamento ainda em vigor em Portugal (RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes) e a acima referida norma Europeia NP EN 1998-1 (Eurocódigo 8 – Parte 1). Esta norma irá entrar em vigor brevemente, substituindo a referida regulamentação nacional. Foram ainda estabelecidas relações entre os dois regulamentos, salientando as principais diferenças. A metodologia proposta pelo EC8-1, assente numa filosofia de dimensionamento por capacidade resistente através da introdução de coeficientes de comportamento, evidenciava de antemão diferenças claras entre abordagens.

O presente trabalho está assim organizado em seis capítulos, sendo o primeiro referente à corrente nota introdutória e os seguintes descritos em seguida. O Capítulo 2 apresenta o método de quantificação da ação sísmica através de espectros de resposta. É revisto o enquadramento regulamentar deste método, assim como o seu detalhe tanto no RSA como na EN 1998-1. Em seguida, o Capítulo 3 revê os critérios de conceção e análise de edifícios sismo-resistentes. São discutidos os aspetos relacionados com a regularidade estrutural, tanto em planta como em altura. São ainda revistos os métodos de análise estrutural preconizados na EN 1998-1. O Capítulo 4 fecha a revisão bibliográfica sobre a matéria em análise, revendo as regras estabelecidas pela EN 1998-1 para o projeto de edifícios de betão armado. São revistos os requisitos de desempenho, critérios de conformidade, estados limites aplicáveis, verificações de segurança gerais e verificações específicas para esta tipologia estrutural. Concretizando os objetivos do presente trabalho, o Capítulo 5 apresenta um caso de estudo. Foi selecionado um edifício com estrutura porticadas de betão armado, com 4 pisos, representativo da construção tipicamente executada em países do Sul da Europa (como Itália, Grécia e Portugal) até à década de 70. Tratando-se de uma

estrutura não dimensionada para resistir a ações laterais dinâmicas, o objetivo principal foi avaliar o impacto da ação sísmica regulamentar (RSA e EN 1998-1) sobre a sua segurança, procedendo em seguida ao seu redimensionamento de acordo com dois princípios regulamentares distintos: (i) RSA conjugado com o Regulamento Português de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e (ii) EN 1998-1 conjugado com a EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2). São estabelecidas comparações entre a ação sísmica definida pelos dois regulamentos assim como entre os resultados de cada dimensionamento. Por fim, no Capítulo 6, são extraídas conclusões do trabalho realizado e feitas sugestões para desenvolvimentos futuros.

CAPÍTULO 2

QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

2.1 UTILIZAÇÃO DE ESPECTROS DE RESPOSTA REGULAMENTARES

Designa-se por análise sísmica duma estrutura, uma análise de uma estrutura quando solicitada por um movimento na base representativo de uma ação sísmica.

Para tal, o EC8 e o RSA permitem a utilização de espectros de resposta elásticos em aceleração ou deslocamento, que simulam a ação sísmica através de um movimento na base que permite conhecer a resposta de uma dada estrutura. Perante o movimento na base, a resposta da estrutura varia conforme as acelerações ao longo do tempo, sendo que o objetivo desta análise não é conhecer a evolução da resposta ao longo do tempo, mas apenas calcular os valores extremos da resposta.

Um espectro de resposta pode ser definido como uma representação gráfica do valor máximo da resposta de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade quando solicitados por uma determinada ação.

A simulação da ação sísmica não sendo uma representação direta do que é uma força sísmica, importa perceber que se trata de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade.

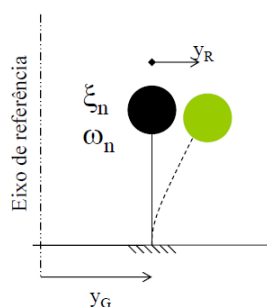


Figura 2-1 - Oscilador de um grau de liberdade

A construção de um espectro de resposta é composta por um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade, onde se faz alterar a frequência própria (ou período), e se mantém constante o coeficiente de comportamento e tipo de terreno. Deste modo, os valores máximos de cada um destes osciladores em função da frequência, coeficiente de comportamento e tipo de terreno, reproduz o Espectro de Resposta

Linear. O valor máximo pode ser traduzido num gráfico que relaciona a frequência (RSA) ou o período (EC8) com a resposta.

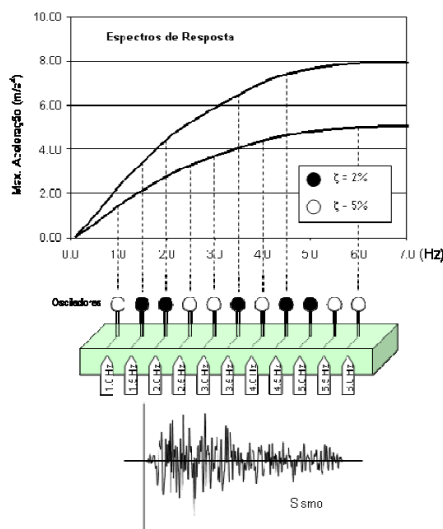


Figura 2-2 – Conceito de espectro de resposta

A criação de um espectro de resposta de uma estrutura sujeita à ação sísmica pode ser obtido da seguinte forma:

- Definir a aceleração do solo para vários períodos (t), com igual intervalo;
- Definir valores de amortecimento (ξ) e períodos de vibração (T_n);
- Calcular a resposta do deslocamento $u(t)$;
- Determinar o deslocamento máximo (u_0);
- Calcular as ordenadas dos espectros;
- Apresentação graficamente dos resultados obtidos.

Como o objetivo da criação de um espectro de resposta elástico é obter o valor máximo da resposta do oscilador, este pode ser obtido pelo domínio da frequência ou do tempo.

Através do conhecimento destes valores máximos, o objectivo dos espectros regulamentares de dimensionamento é estabelecer os valores mínimos de resistência que as estruturas numa dada zona devem apresentar de acordo com a ação sísmica.

O amortecimento adotado para estruturas em betão armado toma o valor de 5%, sendo que se tratar de estruturas metálicas, toma o valor de 3%.

Tanto para o RSA como para o EC8, os espectros estão definidos para acelerações horizontais, as mais condicionantes e que provocam maior impacto nas estruturas. Naturalmente que os mesmos podem ser

utilizados para qualquer uma das direções horizontais, e no caso de ser necessário ter em conta a ação sísmicas nas duas direções, procede-se à combinação de efeitos.

Os espectros regulamentares de dimensionamento do RSA resultam da conjugação dos dois tipos de sismos, dos diferentes tipos de terrenos e diferentes valores de coeficiente de comportamento, algo que no EC8 não acontece, uma vez que têm em conta o tipo de sismo, classe de importância e todos os outros fatores já referidos.

Uma vez obtidos os vários espectros correspondentes a registos sísmicos representativos de determinados tipos de sismos, podem também ser traçadas envolventes desses espectros, obtendo-se um espectro que em cada local pode ser considerado uma envolvente das acelerações provocadas nas estruturas pelos vários sismos, eventualmente oriundos das várias fontes sismogénicas, em função do amortecimento da estrutura. Este espectro pode ser utilizado para dimensionar e verificar a segurança de estruturas às ações sísmicas que, com uma dada probabilidade, podem vir a atuar num dado local. (Aníbal Costa, 2013)

Embora este método tenha em conta apenas o comportamento elástico da estrutura, o seu comportamento não linear pode ser previsto afetando a resposta obtida por um coeficiente de comportamento.

O coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da relação entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica com um amortecimento viscoso de 5% e as forças sísmicas que podem ser utilizadas aquando da conceção e do dimensionamento, com um modelo linear convencional.

2.1.1 RSA

Segundo o RSA para a quantificação da ação sísmica, apenas é necessário considerar direções de atuação dos sismos no plano horizontal sendo que, a consideração da direção vertical apenas é necessária para estruturas que sejam especialmente sensíveis a vibrações nessa direção.

É suficiente verificar a segurança das estruturas em relação a duas ações sísmicas que representem um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal - ação sísmica tipo 1 (sismo próximo) - e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal - ação sísmica tipo 2 (sismo afastado).

Estão definidos no Anexo III do RSA, unicamente, os espectros de resposta correspondentes à zona A, para as duas ações sísmicas e os três tipos de terreno. Os referidos espectros são apresentados para diferentes valores do coeficiente de amortecimento, 2%, 5% e 10%.

Os espectros de resposta que se apresentam têm um período de retorno de 975 anos, superior ao do EC8 (475 anos).

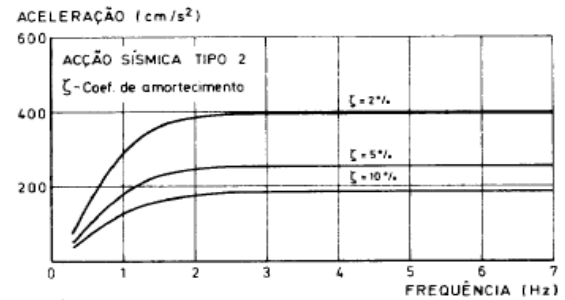
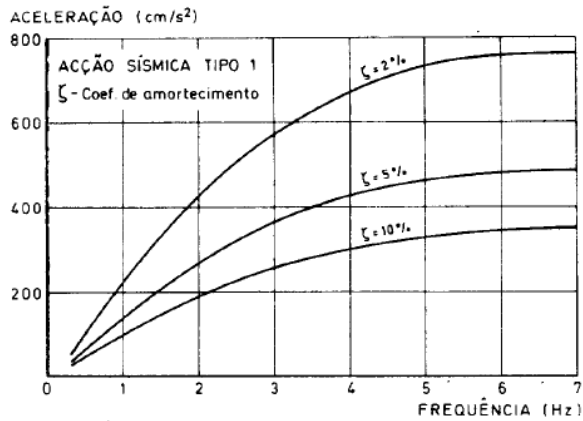


Figura 2-3 - Espectros de resposta da ação sísmica para um terreno do tipo I, para a zona A e para os dois tipos de ação sísmica (RSA, 1993)

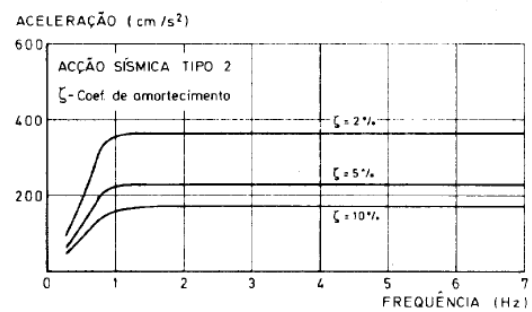
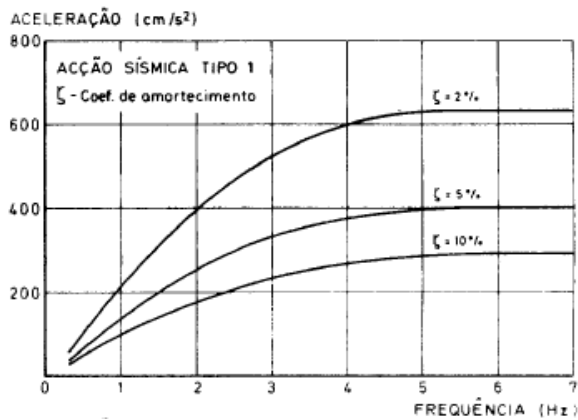


Figura 2-4 - Espectros de resposta da ação sísmica para um terreno do tipo II, para a zona A e para os dois tipos de ação sísmica (RSA, 1993)

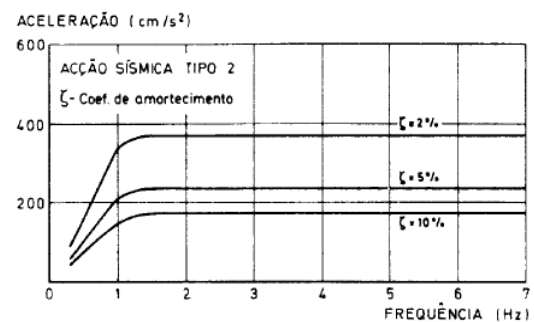
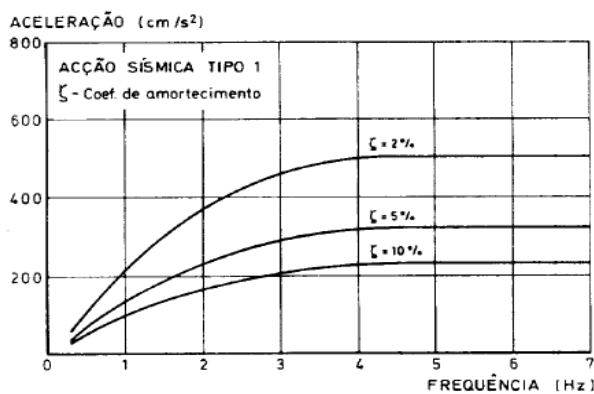


Figura 2-5 - Espectros de resposta da ação sísmica para um terreno do tipo III, para a zona A e para os dois tipos de ação sísmica (RSA, 1993)

Para se obter os espectros de resposta para as restantes zonas basta multiplicar o valor obtido no espectro pelo respetivo coeficiente de sismicidade.

Tabela 2-1 – Valores do coeficiente de sismicidade (α)

| Zona sísmica | α |
|--------------|----------|
| A | 1,0 |
| B | 0,7 |
| C | 0,5 |
| D | 0,3 |

Na aplicação dos métodos de análise dinâmica pode admitir-se que as estruturas têm um comportamento linear e corrigir os resultados obtidos, dividindo-os por um coeficiente de comportamento. Este valor depende do tipo de estrutura, dos materiais que a constituem e da classe de ductilidade que se pretende.

O REBAP define três tipos de estruturas às quais associa limites do coeficiente de comportamento em função da classe de ductilidade a considerar.

Tabela 2-2 - Coeficientes de comportamento segundo o REBAP

| Tipo estrutural | Ductilidade Normal | Ductilidade melhorada |
|----------------------------------|--------------------|-----------------------|
| Estruturas em pórtico | 2,5 | 3,5 |
| Estruturas mistas pórtico-parede | 2,0 | 2,5 |
| Estruturas parede | 1,5 | 2,0 |

As disposições para estruturas de ductilidade melhorada traduzem-se em limitações da percentagem de armadura longitudinal e do valor do esforço normal, em regras visando uma segurança adicional relativamente a roturas do tipo frágil, como são as originadas pela ação do esforço transversal e pela exigência de eficiente cintagem do betão nas secções críticas dos elementos e nas suas zonas de ligação. Com estas regras pretende-se que a rotura seja condicionada pela armadura e não pelo betão.

2.1.2 EC8

O EC8 apresenta espectros de resposta elástica, $S_e(T)$, e espectros de resposta de cálculo, $S_d(T)$, em função do valor de pico de aceleração do solo, valor que é determinado em função do zonamento sísmico e de um conjunto de valores de períodos de referência (T_B , T_C e T_D) que permitem dar a forma espectral.

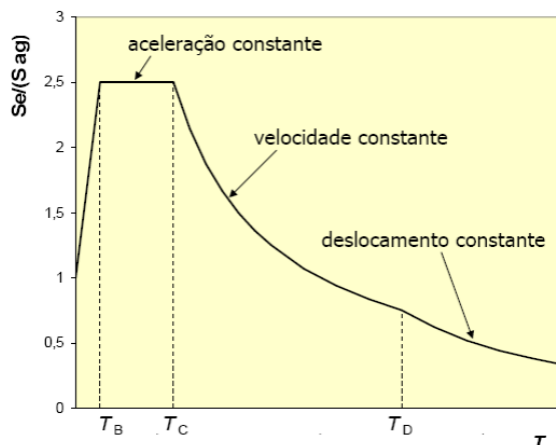


Figura 2-6 – Espectro de resposta elástico (POENÇA, 2007/2008)

A zona do espectro compreendida entre o período T_B e T_C corresponde à zona de aceleração espectral com valor constante, enquanto que, a zona entre T_C e T_D por sua vez, correspondem a uma zona de velocidade constante. Por fim, para períodos superiores a T_D , trata-se de uma zona com deslocamentos espectrais constantes. Estas características impostas, correspondem a um conjunto de características que normalmente se verificam na maioria dos espectros. Estes valores de limite de transição de patamar permitem de uma forma geral representar o espectro consoante o tipo de terreno e ação sísmica.

A definição do espectro de resposta elástica horizontal, $S_e(T)$, resulta das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_E(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2-1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_E(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2-2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_E(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (2-3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_E(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (2-4)$$

Onde:

$S_E(T)$ – Espectro de resposta elástica;

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

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

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 – Coeficiente do solo;

η – Coeficiente de correção do amortecimento e é calculado pela expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

(com valor referência $\eta=1$ para um amortecimento viscoso de 5% da estrutura.)

A aplicação das expressões e parâmetros referenciados, em função do tipo de ação sísmica e do tipo de terreno, permite a representação de uma forma genérica dos espectros, apresentada na Figura 2-7 e Figura 2-8.

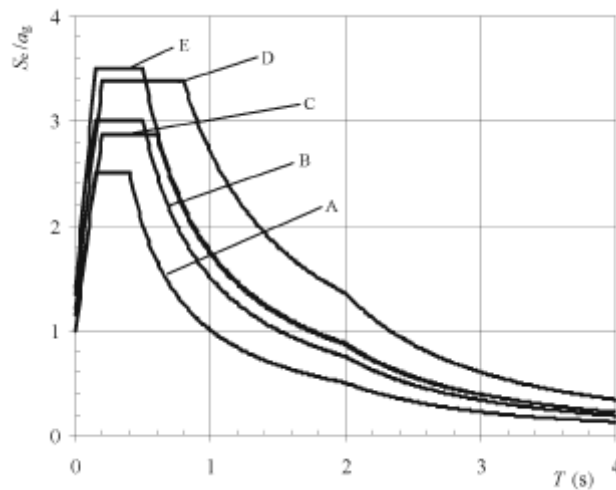


Figura 2-7 - Espectro de resposta elástica de tipo 1 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento)

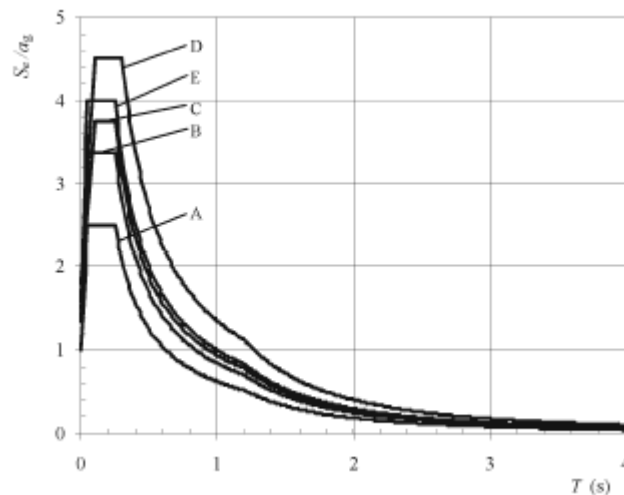


Figura 2-8 - Espectro de resposta elástica de tipo 2 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento)

Da análise das figuras acima, é notável que para um cenário de sismo afastado (tipo 1) as máximas amplificações espectrais ocorrem para períodos mais elevados que consequentemente apresentam frequências mais baixas.

Os espectros de resposta de cálculo, $S_d(T)$, são usados para a quantificação da ação sísmica quando se pretende fazer uma análise elástica tendo em conta capacidade de dissipação de energia da estrutura a fim de evitar uma análise estrutural inelástica. Estes espectros são obtidos a partir de um espectro de resposta elástico afetado do valor do coeficiente de comportamento (q) que reduz a intensidade da ação de cálculo.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo é dado por:

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2-6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-7)$$

$$T_D \leq S_d(T) \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-8)$$

Onde:

CAPÍTULO 2

S_d – Espectro de cálculo;

q – Coeficiente de comportamento;

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

O valor recomendado para o parâmetro β toma o valor de 0,2, contudo o valor atribuído é expresso no anexo nacional de cada país.

Relativamente às variáveis mencionadas, o EC8 propõe determinados valores que permitem a construção do espectro, de acordo com o anexo nacional do EC8, os quais se apresentam de seguida:

Tabela 2-3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica tipo

1

| Tipo de terreno | S_{max} | $T_B(S)$ | $T_C(S)$ | $T_D(s)$ |
|-----------------|-----------|----------|----------|----------|
| A | 1,0 | 0,1 | 0,6 | 2,0 |
| B | 1,35 | 0,1 | 0,6 | 2,0 |
| C | 1,6 | 0,1 | 0,6 | 2,0 |
| D | 2,0 | 0,1 | 0,8 | 2,0 |
| E | 1,8 | 0,1 | 0,6 | 2,0 |

Tabela 2-4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica tipo

2

| Tipo de terreno | S_{max} | $T_B(S)$ | $T_C(S)$ | $T_D(s)$ |
|-----------------|-----------|----------|----------|----------|
| A | 1,0 | 0,1 | 0,25 | 2,0 |
| B | 1,35 | 0,1 | 0,25 | 2,0 |
| C | 1,6 | 0,1 | 0,25 | 2,0 |
| D | 2,0 | 0,1 | 0,3 | 2,0 |
| E | 1,8 | 0,1 | 0,25 | 2,0 |

Conforme se ilustra nas tabelas acima, o valor de T_C apresenta um valor mais elevado num sismo afastado, para que se tenha em conta a elevada magnitude que um sismo interplacas poderá ter para Portugal.

Os edifícios em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, após uma catástrofe, são classificados em quatro classes de importância de acordo com a cláusula 4.2.5 do EC8. A classificação adotada permite a diferenciação da fiabilidade correspondente a um período de retorno diferente do de

referência, uma vez que deve ser determinado de forma a que corresponda a um valor mais elevado ou mais baixo do período de retorno do sismo.

No caso de edifícios, as classes de importância de acordo com o ponto 4.2.5 do EC8, são as seguintes:

Tabela 2-5 - Classes de importância para edifícios

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

A estas classes de importância está associada um factor, γ_1 , denominado coeficiente de importância que conduzirá ao valor da aceleração à superfície, dado pela multiplicação da aceleração máxima de referência, a_{gR} , pelo coeficiente de importância sísmica, γ_1 :

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (2-9)$$

Os valores a considerar em Portugal para os coeficientes de importância de acordo com o Anexo Nacional encontram-se no quadro seguinte:

Tabela 2-6 - Coeficientes de importância segundo o EC8

| Classe de Importância | Ação sísmica tipo 1 | Ação sísmica Tipo 2 | |
|-----------------------|---------------------|---------------------|--------|
| | | Continente | Açores |
| I | 0.65 | 0.75 | 0.85 |
| II | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| III | 1.45 | 1.25 | 1.15 |
| IV | 1.95 | 1.50 | 1.35 |

Os valores de aceleração máxima de referência, a_{gr} , são definidos em função da zona e do tipo de ação sísmica no Anexo Nacional, de acordo com a Tabela 2-7.

Tabela 2-7 – Aceleração máxima de referência a_{gr} nas várias zonas segundo o EC8

| EC8 | | | |
|---------------------|------------------------------|---------------------|------------------------------|
| Ação Sísmica Tipo 1 | | Ação Sísmica Tipo 2 | |
| Zona sísmica | a_{gR} (m/s ²) | Zona sísmica | a_{gR} (m/s ²) |
| 1.1 | 2,5 | 2.1 | 2,5 |
| 1.2 | 2,0 | 2.2 | 2,0 |
| 1.3 | 1,5 | 2.3 | 1,7 |
| 1.4 | 1,0 | 2.4 | 1,1 |
| 1.5 | 0,6 | 2.5 | 0,8 |
| 1.6 | 0,35 | | |

Relativamente ao parâmetro S , aumenta conforme se trata de solos mais brandos, ou seja, quanto menor for a rigidez do solo conseqüentemente maior risco de propagação oferece, visto conduzir a uma aceleração espectral mais elevada. Salienta-se que os valores apresentados para este parâmetro dizem respeito aos valores máximos, pelo que estes deverão ser corrigidos em função do valor de cálculo da aceleração à superfície, a_g , de acordo com as seguintes expressões:

- Para $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} \tag{2-10}$$

- Para $1 \text{ m/s}^2 < a_g \leq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1) \tag{2-11}$$

- Para $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = 1,0 \tag{2-12}$$

Onde:

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s²;

S_{max} – Parâmetro cujo valor é indicado nas Tabela 2-3 e Tabela 2-4.

Relativamente ao coeficiente de comportamento, q , o EC8 enumera vários tipos de estruturas em 6 tipos distintos, consoante o seu comportamento face às ações sísmicas horizontais:

- Sistema porticado;
- Sistema misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes);
- Sistema de paredes dúcteis;
- Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado;
- Sistema de pêndulo invertido;
- Sistema torsionalmente flexível.

Após a classificação da estrutura, o valor do coeficiente de comportamento, q , deve ser determinado para cada direção de cálculo da seguinte forma:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2-13)$$

Onde:

q_0 – Representa o valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade;

k_w – Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistema regulares em altura em função do sistema estrutural e classe ductilidade toma os valores constantes na Tabela 2-8.

Tabela 2-8 – Valor básico do coeficiente de comportamento (q_0)

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

Nos sistemas estruturas em que a razão entre a força que provoca o aparecimento da primeira rótula plástica (α_u) e a força que corresponde à formação do mecanismo (α_1) é aplicável, o EC8 define determinados valores aproximados para esta razão:

- Sistemas em pórtico ou sistemas mistos equivalentes a pórtico

-Edifícios de um piso: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$

-Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$

-Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$

Esta razão, reflete a resistência do sistema estrutural após a formação da 1.ª rótula plástica associada à sua maior ou menor redundância.

No caso de edifícios não regulares em planta o valor aproximado da razão é dado pela média entre 1,0 e o valor dado pelos parâmetros acima referidos. O valor máximo desta razão é 1,50, mesmo que o resultado obtido da análise pushover seja superior.

Na Tabela 2-8 não são mencionados valores relativos à classe de ductilidade baixa, contudo devido à circunstância desta classe só ser permitida em zonas de baixa sismicidade, deve ser utilizado um coeficiente de comportamento até 1,50, independentemente do sistema estrutural e da regularidade e altura.

Tratando-se de edifícios não regulares em altura, o valor de q_0 deverá ser reduzido em 20%, uma vez que existe maior probabilidade de concentrações desfavoráveis em regime não linear nas zonas críticas da estrutura. A este facto, associa-se por exemplo a presença de uma consola com um vão considerável.

No que diz respeito ao factor, k_w , que retrata o modo de rotura, deve ser definido da seguinte forma:

- Toma o valor de 1, para sistema pórtico ou equivalente a pórtico;
- $0,5 \leq \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1$, para sistemas parede ou equivalente a parede.

2.2 AÇÃO SÍSMICA NO RSA

2.2.1 Âmbito

O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) considera a ação sísmica uma ação variável, quantificada através de critérios em função da zona e natureza no terreno.

O RSA preconiza dois tipos de ações sísmicas a considerar em projecto, a saber:

- Ação sísmica tipo 1 – Correspondente a um sismo próximo;
- Ação sísmica tipo 2 – Corresponde a um sismo afastado.

A necessidade da consideração de dois tipos de ações sísmicas no dimensionamento de estruturas, prende-se com o facto de existirem dois cenários de geração de eventos sísmicos completamente distintos: um cenário designado de “afastado” referente, geralmente a sismos com epicentro na região Atlântica e um outro cenário designado “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental ou Arquipélago dos Açores.

2.2.2 Classificação dos tipos de terreno

A influência do solo de fundação é elevada e deverá ser detalhada o máximo possível, no sentido de obter enquadramento perante a natureza do solo prevista na norma.

Relativamente à natureza do tipo de terreno, o RSA preconiza uma quantificação pouco objetiva para os diferentes tipos de terreno e quanto a natureza dos mesmos, considerando três tipos de terrenos, de I a III, do mais rijo para o mais brando, respetivamente:

Tabela 2-9 – Tipos de terreno de acordo com o RSA

| Tipo de terreno | Natureza do solo |
|-----------------|---|
| I | Rocha e solos coerentes rijos; |
| II | Solos coerente muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos; |
| III | Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos. |

2.2.3 Zonamento sísmico

Este regulamento conduz a uma interpretação muito superficial do zonamento, ou seja, as quatro zonas delimitadas abrangem áreas muito extensas, principalmente a zona Sul do país (zona A) considerada uma zona de sismicidade “elevada” para Portugal. Para tal, o território é repartido em quatro zonas, descritas de A a D, em que a zona representada pela letra A apresenta uma zona de maior risco sísmico em detrimento da zona D. As ilhas dos arquipélagos dos Açores são incluídas na zona A, á exceção das ilhas das Flores e do Corvo que são incluídas na zona D, assim como as ilhas do arquipélago da Madeira.

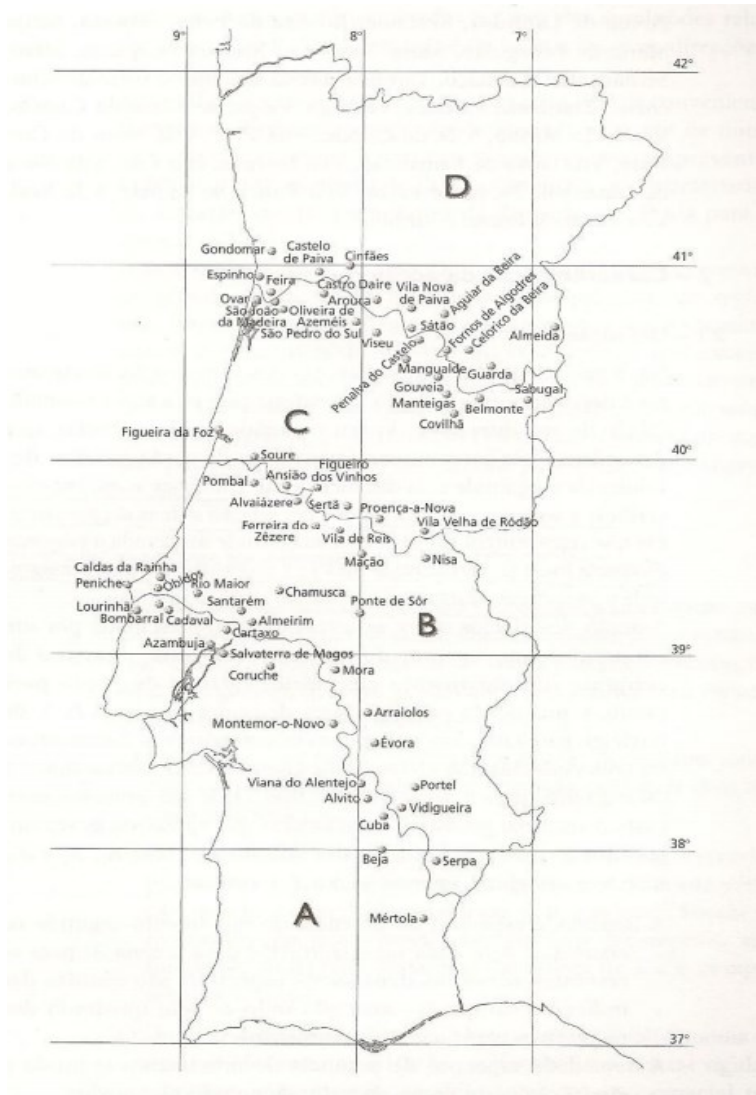


Figura 2-9 – Delimitação das zonas sísmica de acordo com o RSA (RSA, 2005)

A repartição do zonamento foi estabelecida a partir de estudos de sismicidade e a sua delimitação corresponde aos limites de concelhos. Este zonamento é único, ou seja, é considerado para os dois tipos de sismos.

2.2.4 Combinação da ação sísmica com outras ações

A combinação de ações no caso da ação variável ser a ação sísmica tendo em conta o valor das cargas permanentes e o valor quase permanente das cargas variáveis que atuam na estrutura é dada por:

$$S_d = \sum G_{ki,k} + \gamma_q \cdot S_{EK} + \sum \omega_{2,j} \cdot S_{Qjk} \tag{2-14}$$

Em que:

$G_{ki,k}$ – Ações permanentes tomadas com os valores característicos respectivos;

γ_q – Coeficiente de Segurança relativo às ações variáveis ($\gamma_q = 1,50$);

S_{EK} – Esforço resultante de uma ação sísmica, tomada do seu valor característico;

$\omega_{2,j}$ – Coeficiente correspondente à ação variável;

S_{Qjk} – Esforço resultante de uma ação variável distante da ação base, tomada do seu valor característico.

2.2.5 Classe de importância

Face ao descrito no artigo 33.º do REBAP, os edifícios “(...) cuja operacionalidade tenha de ser assegurada após ocorrência de sismo intenso (hospitais, quartéis dos bombeiros, centros de telecomunicações, pontes em itinerários fundamentais, etc.), os valores adotados para os coeficientes de comportamento relativos a esforços devem ser 30% inferiores aos que deviam considerar se não fosse necessário manter referida operacionalidade (...)”. A este facto estão associados valores de esforços mais elevados e consequentemente a um dimensionamento mais conservativo.

2.2.6 Classes de ductilidade

O valor do coeficiente de comportamento adotado para determinação dos efeitos da ação sísmica é reflexo das características de ductilidade, podendo considerar-se dois níveis de ductilidade para as estruturas:

- Ductilidade normal – Corresponde às estruturas projetadas sem prescrições adicionais de pormenorização e dimensionamento para zonas sísmicas, de acordo com os capítulos X e XI;
- Ductilidade melhorada – Corresponde às estruturas projetadas com prescrições adicionais, de acordo com o capítulo XII do REBAP onde são enunciadas as disposições de projeto e construtivas complementares. Neste sentido, este complemento destina-se ao aumento de ductilidade das estruturas, permitindo que as mesmas possam sofrer grandes deformações sem diminuição significativa da capacidade resistente através da cedência do aço, e não do betão. Impera o princípio de obrigatoriedade de formação de rótulas plásticas nas vigas e não nos pilares.

2.3 AÇÃO SÍSMICA NO EC8

2.3.1 Âmbito

A aplicabilidade do EC8 surge a nível europeu, relativamente ao projeto de estruturas antissísmicas, sendo que cada país adota o seu anexo nacional. Esta norma europeia introduz alterações significativas no dimensionamento estrutural, permitindo maior fiabilidade na conceção.

Neste contexto, e para melhor percepção, apresentam-se seguidamente as partes constituintes do EC8:

- EN1998-1: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas sismo-resistentes - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- EN1998-2: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas sismo-resistentes - Parte 2: Pontes;
- EN1998-3: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas sismo-resistentes - Parte 3: Avaliação e reforço de edifícios;
- EN1998-4: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas sismo-resistentes - Parte 4: Silos, reservatórios e condutas enterradas;
- EN1998-5: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas sismo-resistentes - Parte 5: Fundações, estruturas de contenção e aspetos geotécnicos;
- EN1998-6: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas sismo-resistentes - Parte 6: Torres, mastros e Chaminés.

No seguimento do desenvolvimento desta dissertação, a parte 1 torna-se a mais importante uma vez que é a base de estudo para todo o tipo de estruturas. A mesma está organizada da seguinte forma:

- Cap. 1 – Aspetos gerais;
- Cap. 2 – Exigências de desempenho;
- Cap. 3 – Definição da ação sísmica;
- Cap. 4 – Dimensionamento das estruturas;
- Cap. 5, 6, 7, 8 e 9 – Regras específicas a aplicar em estruturas de Betão, Metálicas, Mistas, Madeira e Alvenaria;
- Cap. 10 – Isolamento sísmico.

Esta analogia passa fundamentalmente pela definição da ação sísmica e os seus valores, visto ser o fator preponderante para a correta quantificação, que servirá de base para todo projeto e idealização do produto final.

- Ação Sísmica Tipo 1 (AST 1) – Corresponde a um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (cenário de geração interplacas), denominado também por “Sismo afastado”.
- Ação Sísmica Tipo 2 (AST 2) – corresponde a um sismo de magnitude moderada e pequena distância focal (cenário de geração intraplacas), denominado também por “Sismo próximo”.

Estes dois tipos de cenários correspondem a dois zonamentos distintos, definidos com base na avaliação da perigosidade sísmica.

2.3.2 Classificação dos tipos de terreno

Com vista a considerar o efeito da variação das características geológicas em que esta implantada a estrutura, o EC8 faz a divisão dos terrenos em 7 tipologias consoante o tipo de perfil estratigráfico e em função dos seguintes parâmetros:

- $V_{s,30}$ - Velocidade média das ondas de corte;
- N_{SPT} – Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica;
- c_u - Resistência ao corte não drenada do solo.

Tabela 2-10 – Metodologia de classificação adotada pelo EC8

| Tipo de terreno | Descrição do perfil estratigráfico | Parâmetros | | |
|-----------------|---|------------|-----------|----------------|
| | | $V_{s,30}$ | N_{SPT} | c_u (kPa) |
| A | Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície. | > 800 | - | - |
| B | Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade. | 360-800 | > 50 | > 250 |
| C | Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros. | 180-360 | 15-50 | 70-250 |
| D | Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura. | < 180 | < 15 | < 70 |
| E | Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s. | | | |
| S_1 | Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor em água. | < 100 | - | 10 - 20 |
| S_2 | Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1 . | | | |

CAPÍTULO 2

A classificação acima deverá ser selecionada de acordo com o valor médio da onda de corte, $V_{s,30}$, que é definida pela seguinte expressão:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2-15)$$

Onde:

h_i – Espessura da formação ou camada i , em metros;

v_i – Velocidade da onda de corte na formação ou camada i .

Nota: assume-se um total de N formações, existentes nos primeiros 30m de profundidade.

Caso não seja possível a utilização da mesma, deve utilizar-se o valor de N_{SPT} .

Na presença de um solo do tipo S_1 ou S_2 , é necessário a realização de estudos especiais para a definição da ação sísmica. A classificação de um solo em S_2 , requer a possibilidade de rotura do terreno sob a ação sísmica.

Para identificar o tipo de terreno deve ser realizada uma investigação adequada, consistindo em estudos geológicos. O local da construção e a natureza do solo de fundação devem normalmente ser livres de risco de rotura do solo, instabilidade por escorregamento e assentamentos permanentes causados pela liquefação ou consolidação do solo durante o sismo.

Poderá dispensar-se a realização de prospeções adicionais do terreno para definição da ação sísmica, no caso de construções que reúnam cumulativamente as seguintes condições

- Não estarem situadas em locais cujas condições de terreno correspondam aos tipos de terreno especiais S_1 ou S_2 ;
- Pertencerem às classes de importância I ou II;
- Terem uma área de construção igual ou inferior a 1000m^2 ;
- Terem um número de pisos acima do terreno envolvente igual ou inferior a 4;

A incorreta escolha do tipo de terreno refletir-se-á no respetivo espectro de resposta, onde a aceleração espectral apresenta variações significativas consoante o terreno, dando particular importância à sua escolha.

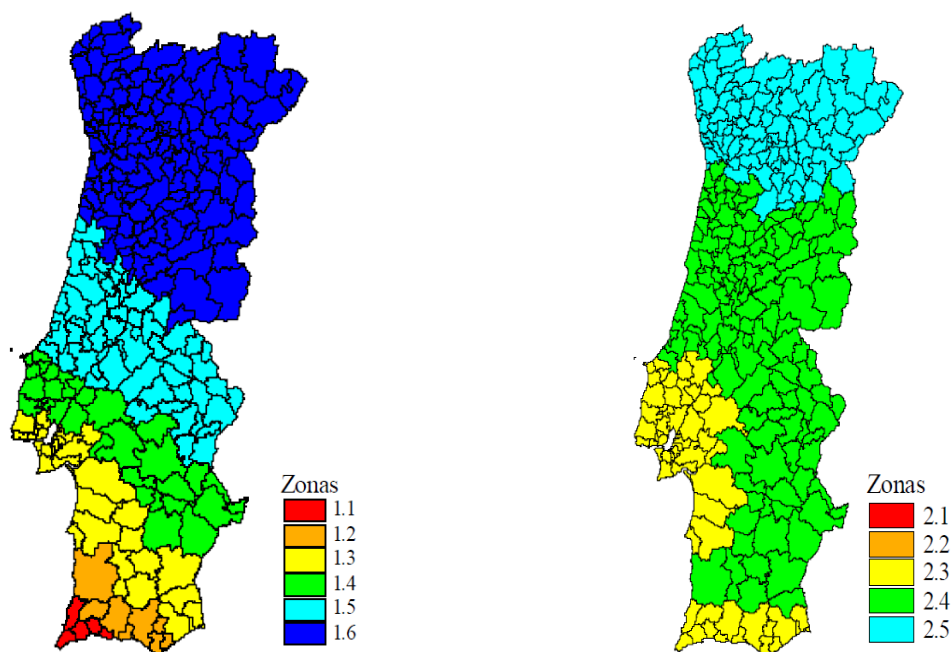
2.3.3 Zonamento sísmico

O EC8 estabelece que o zonamento sísmico de cada país é definido pelo respetivo Anexo Nacional e é elaborado em função da aceleração máxima de projeto de referência, a_{gR} . Esta aceleração máxima de

projeto de referência corresponde ao período de retorno P_{NCR} (475 anos) da ação sísmica definida para a exigência de não colapso da estrutura.

Notavelmente o EC8 apresenta um zonamento mais recente face ao RSA, no entanto, poderá ser alterado, pois a sua definição esta ainda em face de discussão. O zonamento é diferenciado para os dois tipos de ação sísmica que foi idealizado com vista a ser o mais adequado a cada um destes cenários.

O EC8 apresenta uma escala numérica, de 1 a 5 para ação sísmica afastada, e de 1 a 3 para a ação sísmica próxima, sendo as zonas “1” são aquelas que se caracterizam por um maior risco sísmico.



a) Representação do ação sísmica Tipo 1

b) Representação da ação sísmica Tipo 2

Figura 2-10 – Proposta para o zonamento sísmico prescritos no EC8

Realça-se o facto das regiões mais a Sul diagnosticarem a existência de uma maior probabilidade para ocorrência de sismos de maior intensidade dada a proximidade dos limites extremos da placa Euro-Asiática. Este facto poderá estar associado aos eventos sísmicos no Vale do Tejo devido à existência de falhas litosféricas, aí localizadas.

2.3.4 Combinação da ação sísmica com outras ações

De acordo com o EC1, para determinação da ação sísmica de cálculo, S_d , tomando como ação variável de base a ação sísmica, a expressão tem o seguinte aspeto:

$$S_d = \sum G_{ki,k} + \gamma_q \cdot S_{EK} + \sum \omega_{2,j} \cdot S_{Qjk} \quad (2-16)$$

Onde:

$G_{ki,k}$ – Ações permanentes tomadas com os valores característicos respectivos;

γ_q – Coeficiente de importância;

S_{EK} – Esforço resultante de uma ação sísmica, tomada do seu valor característico;

$\omega_{2,j}$ – Coeficiente correspondente à ação variável;

S_{Qjk} – Esforço resultante de uma ação variável distante da ação base, tomada do seu valor característico.

O valor da ação sísmica de cálculo, E_d , segundo o EC8, para verificação de elementos e seções, deve ser combinada com outras ações do seguinte modo:

$$E_d = \sum G_{k,j} + \sum \omega_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2-17)$$

onde:

$G_{k,j}$ – Ações permanentes tomadas com os valores característicos respectivos;

$\omega_{E,i}$ – Coeficiente de combinação variável i ;

$Q_{k,i}$ – Valor reduzido da sobrecarga característica, através de um coeficiente (φ), onde $\omega_{E,i}$ representa o valor do coeficiente da combinação para o valor quase permanente da ação variável, i ;

“+” – representa “combinado com”.

em que:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (2-18)$$

Os valores de φ tomam o valor de:

Tabela 2-11 – Valores para φ

| Tipo de ação variável | Piso | φ |
|---------------------------|------------------------------------|-----------|
| Categorias A-C | Cobertura | 1,0 |
| | Pisos com ocupação Correlacionados | 0,8 |
| | Pisos com ocupação independente | 0,5 |
| Categorias D-F e arquivos | | 1,0 |

Os efeitos da ação sísmica devem ser avaliados tendo em conta a presença de todas as cargas permanentes e a probabilidade reduzida de que as sobrecargas estejam presentes na totalidade da estrutura durante a ocorrência de um sismo.

2.3.5 Classes de ductilidade

De forma sucinta, os edifícios de betão projetados segundo o EC8 são classificados em três classes de ductilidade designadas por: classe de ductilidade baixa (DCL), ductilidade média (DCM) e classe de ductilidade alta (DCH).

A escolha da classe em projeto irá repercutir na quantificação de ação sísmica, através do coeficiente de comportamento, q , que influenciará o cálculo e pormenorização das armaduras, de forma a dar continuidade à classe adotada.

O objetivo das classes DCM e DCH é controlar a resposta sísmica não-linear.

2.3.5.1 Classe de Ductilidade Baixa

Não obstante às classes mencionadas pelo EC8, a classe DCL reserva-se ao facto de ser apenas regida com a EN 1992-1-1, ignorando as disposições do EC8. A esta particularidade estão apenas abrangidas as estruturas em zonas de baixa sismicidade em Portugal, limitadas a edifícios regulares e de classe de importância I e II, obedecendo ao seguinte critério:

$$a_g \cdot S \leq 0.98 \text{ m/s}^2 \quad (2-19)$$

Apesar de não ter que respeitar o preconizado no EC8, recomenda-se que, sem modificar os coeficientes de comportamento, sejam adotadas algumas disposições previstas para outras classes, nomeadamente aspetos relacionados com a geometria e disposições construtivas com o objetivo de aumentar a ductilidade da estrutura. Neste caso, considera-se uma resposta em regime elástico, onde a resposta do edifício às ações sísmicas é dada pela resistência dos vários elementos estruturais, e não pela sua ductilidade. Por fim, é legítimo admitir um coeficiente de comportamento, com valor máximo de 1,50m, uma vez que numa prática corrente, é assim assegurada uma sobrerresistência (Aníbal Costa, 2013).

2.3.5.2 Classe de Ductilidade Média

Comparativamente com a classe referida acima, esta classe assegura maiores níveis de ductilidade e dissipação de energia, uma vez que o EC8 obriga a exigências adicionais. Corresponde a estruturas projetadas, dimensionadas e pormenorizadas conforme as disposições anti-sísmicas, permitindo que a estrutura dissipe energia e desenvolva mecanismos de dissipação histórica de energia sob ações repetidas

e alternadas sem que ocorram roturas frágeis. Ao contrário da classe DCL, nesta classe o dimensionamento é efetuado em função do nível de ductilidade, sendo que parte da resposta da estrutura, é dada em regime não linear.

2.3.5.3 Classe de Ductilidade Alta

A filosofia de dimensionamento assemelha-se à DCM, onde o objetivo passa por efetuar um dimensionamento pelo nível de ductilidade, procuram-se cumprir critérios e níveis ainda mais exigentes, pelo facto de atingir níveis ainda mais elevados de ductilidade e plasticidade. Este facto, irá conduzir ao dimensionamento e disposições construtivas que garantam tais requisitos de ductilidade e plasticidade, com requisitos mais severos a nível de dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais.

CAPÍTULO 3

CONCEÇÃO E ANÁLISE DE EDIFÍCIOS SISMO-RESISTENTES

3.1 ASPETOS GERAIS

A conceção estrutural de edifícios inseridos em regiões sísmicas, deve atender detalhadamente e em primeira instância ao sistema estrutural a implementar. O sistema estrutural adotado deve permitir aferir um grau de fiabilidade significativo para a sua implementação, controlado por custos económicos aceitáveis.

Este facto, passa pela atribuição das dimensões dos elementos resistentes e posteriormente análise de efeitos gerados pelas combinações de ações, obtendo um sistema estrutural que satisfaça os pré-requisitos de desempenho impostos pelo EC8 (Exigência de não colapso e Exigência de limitação de danos).

Para tal, o EC8 define os seguintes princípios orientadores a considerar na conceção de um edifício:

- Simplicidade estrutural

A adoção de um sistema estrutural deve permitir a previsão do seu comportamento sísmico, justificando-o com a transmissão direta de forças sísmicas, ou seja, por trajetórias previsíveis e claras. A transmissão de forças através de trajetórias claras e diretas permitem obter um maior grau de fiabilidade na previsão do comportamento sísmico. Notoriamente que a maioria dos edifícios podem comprometer a sua regularidade em altura pela presença de saliências, no entanto são praticamente desprezáveis em elementos em consola que não afetem significativamente o seu comportamento.

- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura

Este princípio assenta na distribuição uniforme dos elementos estruturais predominantemente para fiabilizar uma dissipação de energia equilibrada em todo conjunto da estrutura. Este facto é possível quando a transmissão de forças é direta e curta, relacionando-se em proporção com a massa dos elementos resistentes. Por forma a evitar uma rotura frágil e prematura, deve permanecer o critério de regularidade em altura evitando pontos onde se gerem grandes concentrações de tensões, denominadas zonas sensíveis da estrutura. Caso seja necessário, conforme evidencia o ponto 2.2.4.1 do EC8, para que

as estruturas tenham formas simples e regulares, tanto em planta com em altura, poderá subdividir-se o corpo e um edifício em vários blocos, através de uma junta sísmica (Condição de Junta Sísmica), garantindo que, no entanto, não haja choque entres os corpos.

A aplicabilidade da junta sísmica é ilustrada nas seguintes figuras:



Figura 3-1 - Separação de um edifício em dois blocos através de uma junta sísmica (Appleton e Gomes, 1988)

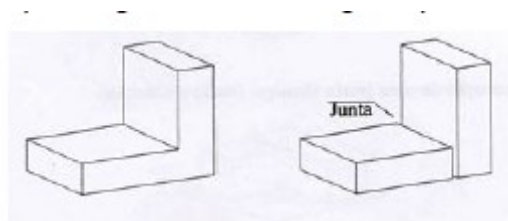


Figura 3-2 - Separação de um edifício através de uma junta de forma a assegurar a uniformidade em alçado (Almeida, 2007)

Contudo, a relação entre massa e a rigidez é essencial a fim de evitar efeitos de torção mantendo uma correlação entre o centro de rigidez e massa, eliminando excentricidades.

- Resistência e rigidez nas duas direções

As estruturas sujeitas a forças sísmicas horizontais devem ser concebidas de modo a terem resistência suficiente nas duas direções, uma vez que se trata de um fenómeno bidirecional. Por forma a garantir uma rigidez nas duas direções, os elementos estruturais em planta devem estar distribuídos uniformemente, garantindo uma rigidez semelhante em ambas as direções. Os movimentos sísmicos horizontais tendem afetar a estrutura provocando-lhe deslocamentos excessivos, deslocamentos esses que devem ser limitados.

- Resistência e rigidez à torção

A rigidez á torção de um edifício ocorre quando a localização do centro de rigidez e centro e massa não coincidem, fazendo o edifício rodar em torno do centro de rigidez que originará esforços não uniformes.

Os elementos estruturais são solicitados de forma não uniforme, dependendo da sua geometria e tendem a ser afetados com maior relevância os elementos mais afastados do centro de rigidez. Para tal, a distribuição de elementos de contraventamento na periferia incita a redução deste efeito.

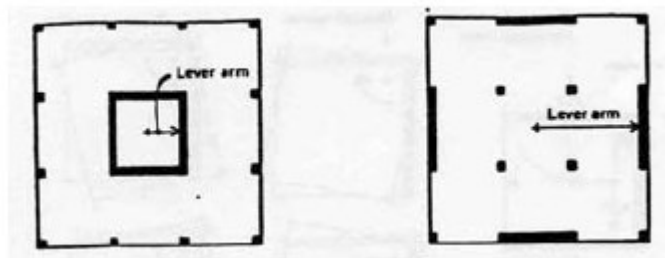


Figura 3-3 – Formas de distribuição dos elementos verticais

- Ação de diafragma rígido

Os elementos horizontais constituintes de um edifício são os principais responsáveis pela transmissão de forças ao centro de rigidez pelo que desempenham um papel preponderante no comportamento global do edifício. As forças que os elementos horizontais recebem e posteriormente transmitem, passam por um processo de uniformização entre os vários elementos verticais que recebem.

A ação de diafragma rígido permite obter uma rigidez e resistência adequada no seu plano, permitindo compatibilizar os deslocamentos gerados. Para a transmissão de forças seguir uma trajetória clara, deve evitar-se grandes aberturas nos planos horizontais de forma a não alterar a sua trajetória e permitindo uma ligação eficaz entre os elementos horizontais e verticais.

A importância de uma laje de piso atuar como diafragma rígido será maior quanto mais complexa e não uniforme for a estrutura em termos de disposição de elementos verticais ou quando as características dos elementos verticais forem distintas.

Os pavimentos de vigotas pré-esforçadas e abobadilhas cerâmica, denominadas lajes aligeiradas, são usadas por terem um custo reduzido comparativamente às lajes betonadas in situ. Contudo, não têm comportamento de diafragma rígido no plano horizontal, uma vez que, normalmente, a lâmina de betão apresenta uma espessura de 3 a 5 cm, o que é, insuficiente para garantir esta características. O uso deste tipo de lajes em zonas sísmicas é desaconselhado, sendo apenas aceitável em construções de pequeno porte, no máximo 3 pisos.

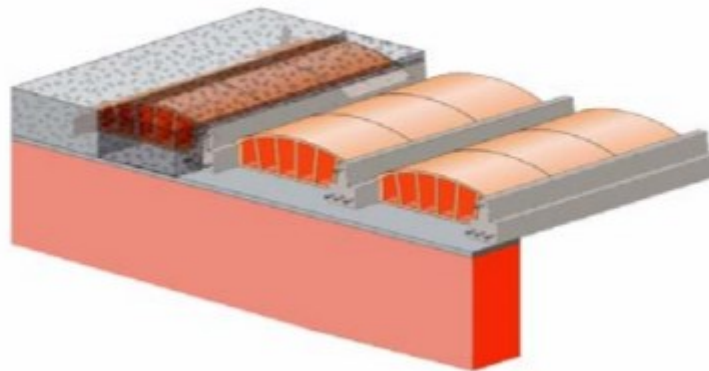


Figura 3-4 - Pavimento de vigotas pré-fabricadas

- Fundação adequada

Os movimentos sísmicos são gerados através de ondas que provocam movimentos no solo e afetam a estrutura na fundação por forças horizontais e verticais, provocando vibrações na estrutura. As fundações por desempenharem um papel preponderante no comportamento do edifício devem assegurar uma excitação uniforme ao longo do edifício. Além de assegurarem uma excitação uniforme, a ligação da superestrutura ao terreno através das fundações, ocupa um lugar importante também pelo facto de “gerir” todos os esforços da superestrutura e como tal deve haver uma ligação entre todos os elementos de fundação, em que a sua rigidez seja adequada à rigidez dos elementos verticais. Por este facto, em edifícios, deve adotar-se apenas um tipo de fundação para a estrutura.

Em edifícios com elementos de fundação individuais, devem ser utilizadas vigas de fundação que permita a ligação entre os vários elementos de fundação, redistribuindo os esforços gerados entre os mesmos. Permitem igualmente limitar os assentamentos relativos entre fundações, uma vez que estão interligados.

O nível de arranque da fundação deve ser o mesmo para todos os elementos de fundação, partindo de um terreno firme e com resistência suficiente para responder as solicitações.

A Figura 3-5 exhibe soluções boas e más desta temática.

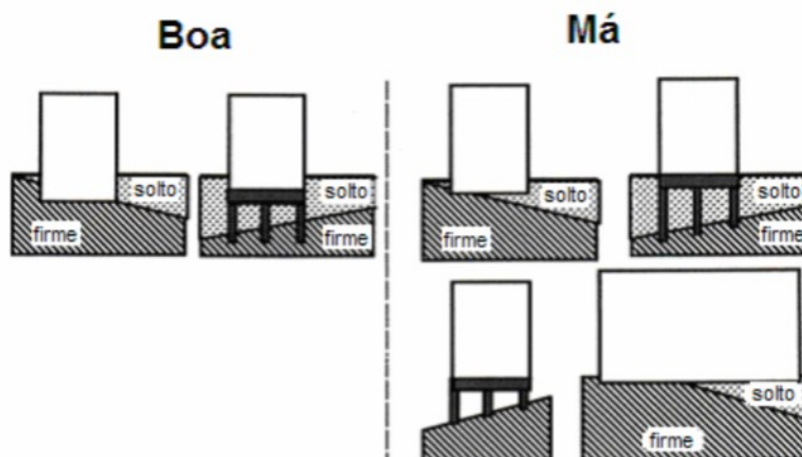


Figura 3-5 – Tipos de fundações – Soluções boas e más (Pilakoutas, 2004)

- Elementos sísmicos primários e secundários

O EC8 contempla dois tipos de cenários relativamente a elementos estruturais, considerando primários aqueles que contribuem significativamente para a resistência e rigidez face a ações sísmicas, e secundários aqueles cuja resistência e rigidez é desprezada. Esta possibilidade tem particular interesse quando se pretende inserir elementos estruturais fora do âmbito do EC8, podendo-os definir como elementos sísmicos secundários. Além disso, devem ser considerados elementos secundários aqueles que, por natureza arquitetónicas, não podem ser projetados em conformidade com as regras definidas no EC8.

Elementos primários

Os elementos primários são todos os elementos estruturais resistentes à ação sísmica, ou seja, são modelados na análise global da estrutura e são dimensionados e pormenorizados de acordo com o estipulado nas seções 5 do EC8 e têm como função resistir as forças laterais de projeto da ação sísmica. Os critérios a que devem obedecer tem por base a identificação de zonas críticas, isto é, local onde se poderão formar as rótulas plásticas e, portanto, assegurar a não excedência da resistência para todos os tipos de rotura com comportamento não dúctil.

Elementos secundários

Não fazendo parte integrante do sistema estrutural resistente a ações sísmicas, devem, no entanto, garantir adequada fiabilidade a ações gravíticas e resistência a efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$). Para tal, o dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais é em função das cargas gravíticas, mesmo no caso de sofrerem deslocamentos elevados devido à ação sísmica. Não sendo necessário que estes elementos obedeçam os requisitos dos elementos primários, considera-se que cumprem os seus requisitos quando os momentos fletores e esforços transversos, calculados a que estão sujeitos na

situação sísmica de projeto, não excedem os esforços resistentes, momento fletor e esforço transversal, M_{rd} e V_{rd} , respetivamente.

Relativamente à classificação dos diversos elementos enquanto secundários, o EC8 restringe essa classificação através dos seguintes critérios:

- A rigidez lateral dos elementos secundários em causa, não pode exceder em mais de 15 % a rigidez dos elementos sísmicos primários;
- A escolha dos elementos estruturais secundários não poderá ser em função da alteração da regularidade estrutural.

3.2 CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

Perante os danos provocados em edifícios por ação de sismos, prevê-se que os edifícios regulares têm um comportamento bastante melhor face aos edifícios irregulares, quando sujeitos à mesma ação sísmica. Dada a incerteza da trajetória das forças sísmicas associadas a este último, e pelo facto da irregularidade, é claro que o edifício perante uma solicitação irá ter um comportamento deficiente e inesperado, que se traduzirá em danos.

A regularidade estrutural é assim uma característica imprescindível a uma estrutura, que permite assegurar um melhor comportamento sísmico e por sua vez um maior aproveitamento das capacidades de todos os elementos.

Para proceder à análise estrutural de edifícios sob efeito da ação sísmica, os edifícios são classificados em regulares e não regulares, dependendo da sua classificação em planta e altura. A classificação, em regular ou não regular, permite aferir o tipo de modelo estrutural, análise elástica linear e coeficiente de comportamento (q).

As alternativas subjacentes ao tipo de estrutura, permitem a seguinte ordem de análise:

Tabela 3-1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

| Regularidade | | Simplificações admitidas | | Coeficiente de Comportamento |
|--------------|-----------|--------------------------|-------------------------|------------------------------|
| Em planta | Em altura | Modelo | Análise elástica linear | (Para a análise linear) |
| Sim | Sim | Plano | Força Lateral | Valor de Referência |
| Sim | Não | Plano | Modal | Valor reduzido |
| Não | Sim | Espacial | Força Lateral | Valor de Referência |
| Não | Não | Espacial | Modal | Valor reduzido |

Resumidamente, a regularidade em planta possibilita a hipótese de adoção de modelos planos, contudo, a regularidade em altura possibilita o uso do método estático equivalente. No caso de estruturas irregulares em altura o coeficiente de comportamento poder-se-á reduzir em 20% do valor de referência.

A irregularidade em planta obriga á elaboração de um modelo tridimensional da estrutura, porém, a irregularidade em altura exclui de imediato o método das forças laterais.

3.2.1 Critérios de regularidade em planta

A avaliação dos critérios de regularidade em planta pressupõe o conhecimento do conceito de centro de massa (CM) e centro de rigidez (CR). Estes dois conceitos são sempre analisados e calculados ao nível de cada piso.

O CM corresponde ao centro de gravidade do piso em estudo e inclui todos os elementos estruturais e não estruturais nele circundante.

O CR corresponde ao ponto onde é, ou deve ser aplicada uma força horizontal de modo a gerar apenas translação. Este fenómeno acontece unicamente quando o CR coincide com o CM, caso contrário, origina rotação em torno do CM. No cálculo do CR apenas se devem incluir elementos primários.

Para o cálculo do CR, deve-se especial atenção ao uso correto das inércias, que simplificadaamente se podem adotar as seguintes expressões:

$$X_{CR} = \frac{\sum_i (x_i I_x)}{\sum_i I_x} \quad (3-1)$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum_i (y_i I_y)}{\sum_i I_y} \quad (3-2)$$

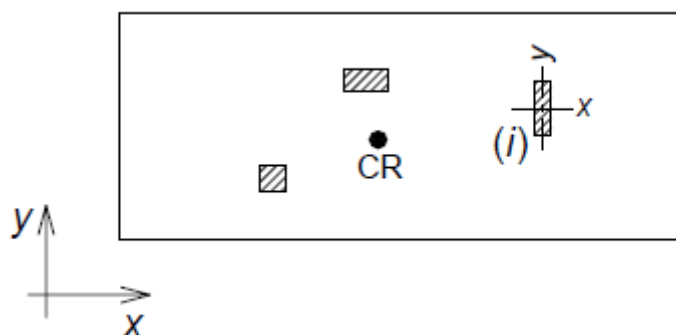


Figura 3-6 – Eixo de referência para cálculo do CR

Um edifício classificado como regular em planta, deve cumprir cumulativamente as seguintes condições:

- 1) A estrutura deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação aos dois eixos ortogonais, relativamente á rigidez lateral e distribuição de massas;
- 2) Cada piso deve ser delimitado por uma linha poligonal convexa, de forma a configuração em planta ser compacta. Se a estrutura apresentar avanços e/ou recuos que provoquem reentrâncias, a regularidade em planta é verificada se área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa não exceder 5% da área do piso;
- 3) A esbelteza do edifício, que traduz a relação de comprimentos em planta não deve ser superior a 4, segundo a seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4 \quad (3-3)$$

Onde:

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

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

(medidas nas direções ortogonais)

- 4) Em cada piso e relativamente às duas direções de cálculo, a excentricidade (e_0) e o raio de torção (r) devem verificar as duas condições seguintes:

$$e_0 \leq 0,30.r \quad (3-4)$$

$$r \geq l_s \quad (3-5)$$

Em que:

$$r = \sqrt{\frac{K^T}{K}} \quad (3-6)$$

$$l_s = \sqrt{\frac{l_0}{m}} \quad (3-7)$$

Onde:

e_0 – Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida na direção perpendicular à direção em análise;

l_s – Raio de giração da massa do piso em planta.

r – Raio de torção;

K^T - Rigidez de torção;

K – Rigidez lateral.

- 5) Em edifícios de um só piso, o centro de rigidez corresponde ao centro de rigidez lateral de todos os elementos primários que o constituem.
- 6) Em edifícios com vários pisos a incerteza do centro de rigidez e do raio de torção são significativos, pelo que a sua regularidade em planta deve atender às seguintes premissas:
- 7) Todos os elementos verticais resistentes a forças horizontais não têm interrupção desde a sua fundação até ao topo.
- 8) As deformações geradas nos sistemas estruturais devido a forças horizontais não podem ser muito diferentes, pelo que em sistemas porticados e paredes considera-se satisfeita. Requer especial atenção em sistemas mistos, que geralmente não satisfaz.
- 9) Em pórticos e em sistemas de paredes esbeltas com deformações por flexão predominantes, poder-se-á calcular a posição dos centros de rigidez e dos raios de torção de todos os pisos como os associados aos momentos de inércia dos elementos verticais. Se a deformação por corte for significativa, deve adotar-se um momento de inércia equivalente da seção.

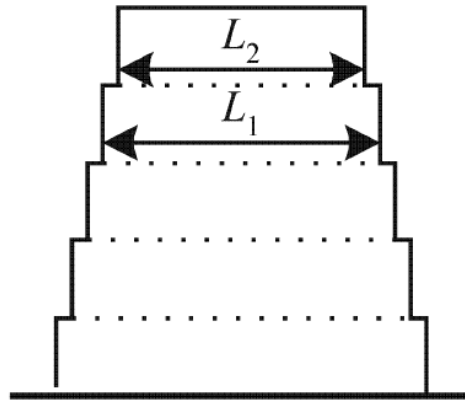
A regularidade em planta apresenta genericamente uma configuração simples em planta, em que os seus recuos dependem da proximidade do centro de massa e rigidez para cumprirem o requisito.

3.2.2 Critérios de regularidade em altura

Para que um edifício seja classificado como regular em altura deve satisfazer cumulativamente as seguintes condições:

- 1) Todos os elementos resistentes a ações laterais, tais como paredes estruturais, pórticos e núcleos, são contínuos desde a sua fundação até ao topo.
- 2) A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo.
- 3) Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pela análise através de cálculos, não deve variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes.
- 4) Quando a estrutura apresenta recuos, aplicam-se as seguintes condições:

No caso de sucessivos recuos, mantendo a simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo, como mostra a seguinte figura:



$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.20$$

Figura 3-7 – Limites para recuos sucessivos

No caso de apresentar um recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural do edifício, o recuo não deve exceder os 50% da dimensão em planta do nível inferior. Assim, a estrutura da zona inferior deverá resistir a, pelo menos 75% da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base.

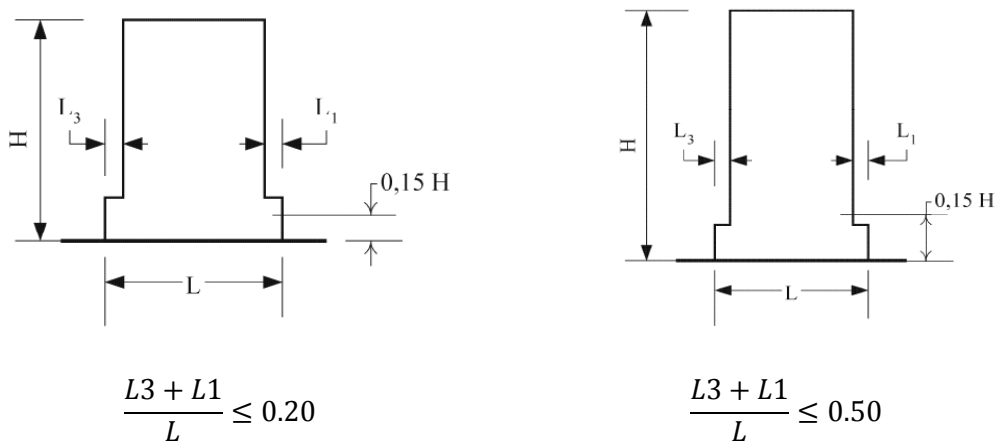
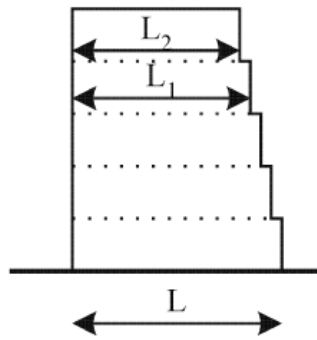


Figura 3-8 – Limites do recuo quando ocorre acima de 15% da altura

Na existência de recuos não simétricos, a soma em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve exceder os 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação, ou acima do nível superior de uma cava rígida e cada recuo não deve exceder 10% da dimensão em planta do nível inferior.



$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0.30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.10$$

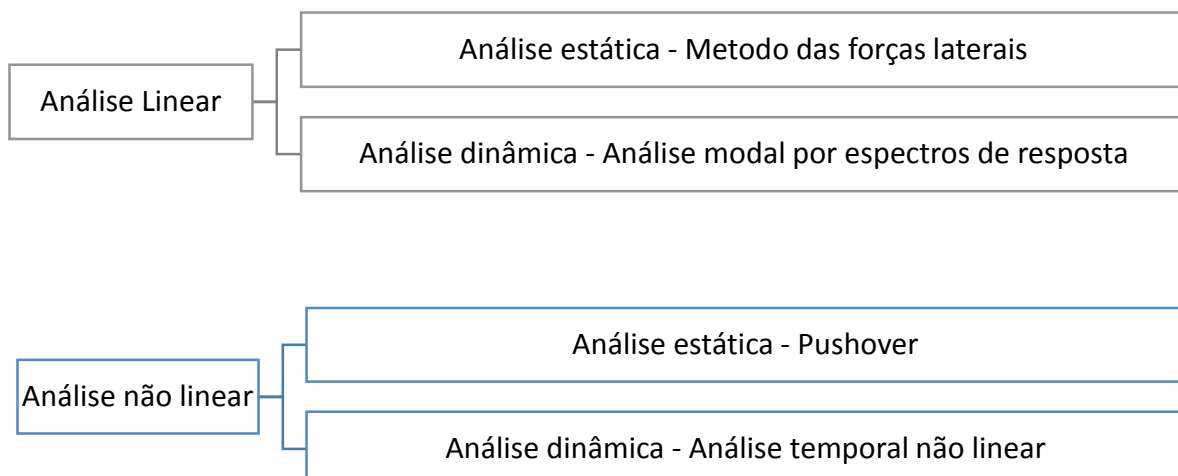
Figura 3-9 – Limites para recuos não simétricos

A regularidade em altura manifesta-se essencialmente na continuidade dos elementos verticais, evitando variações significativas.

3.3 MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL PREVISTOS NA EN1998-1

O EC8 apresenta na sua íntegra modelos de análise para obter resposta face a ações sísmicas, classificados em métodos lineares e não lineares.

Os métodos de análise para dimensionamento de edifícios e para avaliação do seu desempenho sísmico são os seguintes:



O tipo de modelação sísmica dita o método adotar para a análise, estática ou dinâmica.

As análises não lineares deverão ser devidamente fundamentadas no que se refere à ação sísmica, ao modelo, ao método de interpretação dos resultados de análise e aos requisitos a cumprir. Este tipo de análise permite obter resultados mais fidedignos quando comparadas com as metodologias lineares, embora envolvam um esforço maior no tratamento de dados. Este método de análise também é conhecido por análise pushover que consiste em modelar a estrutura com técnicas que permitam simular o seu comportamento não linear e sujeitá-la a um perfil de cargas laterais incrementais, de forma a simular as forças de inércia que se geram devido à ação dos sismos.

A correta escolha do modelo de análise é fundamental para obter resultados fiáveis, estando a escolha depende dos critérios de regularidade. Notavelmente, quando mais complexa for a estrutura, isto é, apresentando irregularidade em planta ou altura, ou ambas, o grau de exigência do método é maior.

Realça-se que o método de eleição preconizado pelo EC8 é o método de análise modal por espectro de resposta, o qual não possui qualquer pré-requisito de aplicabilidade. Por esta razão, e por ser o método mais usual no projeto de estruturas novas, será este o tipo de análise empregue ao caso prático do presente trabalho.

3.3.1 Método de análise por forças laterais

O método de análise por forças laterais, sendo um método de análise estática linear, é o método mais simples e intuitivo enunciado pelo EC8, no entanto carece de pré-requisitos para a sua aplicabilidade.

Neste método, a estrutura é sujeita à ação de um conjunto de forças horizontais aplicadas nas duas direções ortogonais horizontais, X e Y, por piso. O principal objetivo deste método passa pela simulação do pico das forças de inércia induzidas pela componente horizontal da ação sísmica nas duas direções.

Esta análise fundamenta-se na aplicação de forças horizontais ao nível dos pisos e, portanto, ao longo da altura do edifício, com vista a simular as forças de inércia provocadas pela componente horizontal da ação sísmica (Fardis et al. 2005).

A aplicação deste método é restringida a edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental. Esta condição é válida, se o período do primeiro modo de vibração (T_1) for inferior a $2.0s$ ou $4.T_c$ e se forem cumpridos os critérios de regularidade em altura.

Este método permite determinar a força de corte basal devido a ação sísmica, para cada direção horizontal no qual o edifício é analisado. Desta forma, surge como um modelo estrutural simples criando forças estáticas ao nível de cada piso que dependem dos modos de vibração e massa de cada piso, contudo, constitui uma boa aproximação em edifícios regulares em altura e planta. Para ser possível a sua aplicação, é necessário determinar a força de corte basal, F_b , a qual é determinada através da equação seguinte:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3-8)$$

onde:

$S_d(T_1)$ - Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 - Período de vibração fundamental do edifício na direção considerada;

m – Massa total do edifício;

λ – Fator de correção, cujo valor será igual a $\lambda=0.85$ se $T_1 \leq 2T_c$ e o edifício mais de dois pisos, ou $\lambda= 1.0$ nos restantes casos.

O período de vibração fundamental da estrutura, T_1 , pode ser obtido através do método de Rayleigh. No entanto, o EC8 permite que T_1 , para edifícios com alturas até 40m, seja estimado pela seguinte expressão:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3-9)$$

Onde:

C_t - Coeficiente que tem valor de 0.075 para pórticos espaciais de betão armado (em função do tipo de estrutura, são permitidos outros valores);

H – Altura do edifício em metros, desde a fundação ou desde o topo da cave rígida, caso esta exista.

Em alternativa à equação (3-9), a estimativa de T_1 poderá ser baseada nos deslocamentos elásticos do topo do edifício, de acordo com a seguinte expressão:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (3-10)$$

Onde:

d – Deslocamento elástico lateral do topo do edifício, em metros, devidos às cargas verticais aplicadas na direção horizontal, por piso.

Com a determinação da força de corte basal, F_b , é possível calcular as forças F_i , a aplicar nas duas direções ortogonais, ao nível de cada piso i . Deste modo, as configurações dos modos de vibração fundamentais poderão ser determinadas com recurso a métodos dinâmicos ou conceber uma aproximação dos deslocamentos horizontais assumindo uma configuração linear (triangular invertida).

As forças horizontais aplicadas a todos os pisos podem ser determinadas tendo em conta os deslocamentos horizontais, devem ser determinadas recorrendo à equação (3-11):

$$F_i = F_b \times \frac{S_i \times m_i}{\sum S_j \times m_j} \quad (3-11)$$

onde:

F_i – força horizontal atuante no piso i ;

F_b – força de corte basal;

S_i, S_j – deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;

m_i, m_j - massas dos pisos.

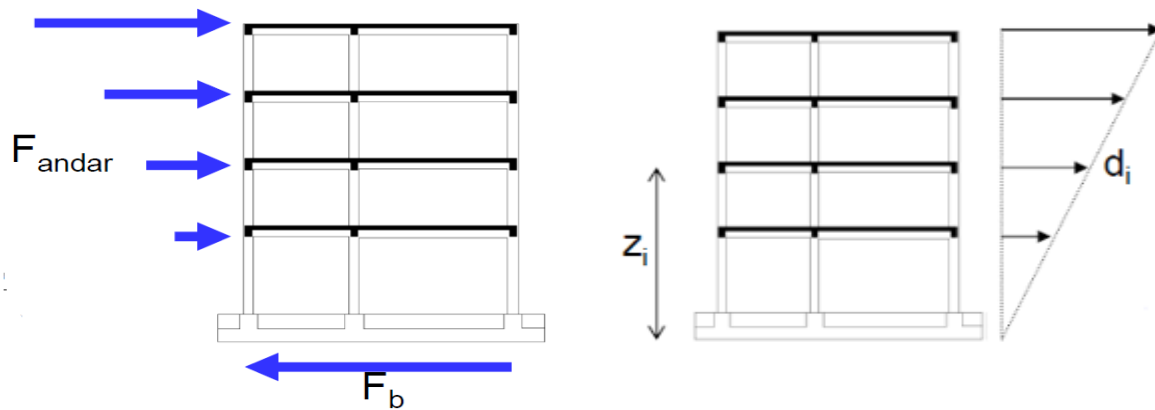


Figura 3-10 – Distribuição da força de corte em altura do edifício

Na hipótese de admitirmos que os deslocamentos horizontais têm um aumento linear ao longo da estrutura, as forças horizontais são determinadas pela equação (3-12):

$$F_i = F_b \times \frac{Z_i \times m_i}{\sum Z_j \times m_j} \quad (3-12)$$

em que:

Z_i e Z_j – Alturas das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior).

As forças F_i deverão ser distribuídas pelos sistemas resistentes às cargas laterais, assumindo que os pisos são rígidos no seu plano.

3.3.2 Análise modal por espectro de resposta

Em alternativa ao método referido anteriormente, e no âmbito da Análise Linear, este pode ser aplicado em todo tipo de estruturas tendo por base a determinação dos efeitos da ação sísmica através da sobreposição dos seus efeitos para cada modo de vibração. A sua génese é composta por um modelo linear-elástico da estrutura e pelo espectro de resposta correspondente às características do caso de

estudo. Poderá ser igualmente aplicado a modelos planos (2D) ou a modelos espaciais (3D), tendo sempre em consideração o fator de comportamento (q).

Segundo a cláusula 4.3.3.3.1 do EC8, todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura devem ser considerados.

Consideram-se que contribuem significativamente, os modos que satisfazem uma das seguintes condições:

- A soma das massas modais efetivas dos modos de vibração considerados, representa pelo menos 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos de vibração cujas massas modais efetivas são superiores a 5% devem ser considerados.

Na aplicação de modelos tridimensionais as condições acima referidas devem ser verificadas para cada uma das direções consideradas ou em alternativa, deverá considerar-se um número mínimo de modos de vibração que satisfaçam as seguintes premissas:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3-13)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (3-14)$$

onde:

k – Número de modos considerados;

n – Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

T_k – período de vibração do modo k .

Para obter os valores máximos de resposta modal, devem ser considerados dois modos de vibração e verificar se podem considerar independentes entre si. Esta condição é dada pela seguinte expressão:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (3-15)$$

Onde T_j e T_i , representam dois períodos dos modos de vibração j e i . Na aplicação da equação (3-15) considera-se $T_j \leq T_i$.

Sempre que as respostas modais possam ser consideradas independentes entre si, o valor máximo é determinado pela raiz quadrada da soma dos quadrados (CQS).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{EI}^2} \quad (3-16)$$

CAPÍTULO 3

No caso dos modos que apresentem períodos que não estejam suficientemente afastados, não cumprindo o critério da expressão (3-16), recorre-se a uma combinação quadrática completa (CQC) que permite combinar as respostas máximas com qualquer relação de períodos.

A aplicação deste método de análise permite identificar erros de modelação da estrutura:

- Frequências não coerentes com a rigidez global da estrutura;
- Existência de modos de vibração deficientes, que identificam claramente um erro;

Por norma os modos de vibração mais condicionantes de uma estrutura são os primeiros, uma vez que são os modos que mobilizam mais massa.

CAPÍTULO 4

PROJETO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO DE ACORDO COM A EN1998-1

4.1 REQUISITOS DE DESEMPENHO

As estruturas projetadas para resistência ao sismo têm por base dois critérios fundamentais a serem verificados que potenciam um grau adequado de fiabilidade. O EC8 evidencia como requisitos fundamentais de desempenho a exigência de não colapso e limitação de danos.

- A exigência de não colapso tem como pressupostos base a integridade estrutural e capacidade resistente após a ocorrência de um sismo raro (baixa probabilidade de ocorrência). Deste modo, pretende-se salvaguardar as vidas humanas. Para tal, a estrutura na sua conceção deve seguir exhaustivamente o preconizado no subcapítulo 5 do presente capítulo, referente a regras específicas para edifícios de betão armado, tendo em conta a ação sísmica de projeto. O dimensionamento é feito para as estruturas não colapsarem localmente ou globalmente, no entanto admite-se a ocorrência de danos estruturais ‘insignificantes’ não colocando vidas humanas em risco. A ação sísmica de referência a considerar tem uma probabilidade de excedência seja $P_{NCR} = (10\%)$ em 50 anos, sendo equivalente a um período de retorno, T_{NCR} , de 475 anos. O critério de conformidade a respeitar é a verificação de estados limites últimos
- A exigência de limitação dos danos deve ser dimensionada de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja superior à da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionalmente elevados comparativamente com os da própria estrutura. Assim a estrutura deverá ser passível de ser reparadas de uma forma economicamente viável. Deste modo, a salvaguarda de vidas humanas passou a ser suplementada com o objetivo de redução de perdas económicas. A ação a considerar corresponde à ação sísmica de serviço com uma probabilidade de excedência $P_{DLR} = (10\%)$ em 10 anos, valor que corresponde a um período de retorno, T_{DCR} , de 95 anos. O critério de conformidade a respeitar é a verificação de estados limites de dano (controlo de deslocamentos), considerando a ação sísmica de serviço.

As duas exigências acima mencionadas devem ser verificadas para os dois diferentes tipos de ação sísmica. Como tal, as estruturas devem obedecer aos dois requisitos, aos quais estão associados diferentes períodos de retorno.

4.2 CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE E ESTADOS LIMITES

Para reforçar a importância dos requisitos de desempenho, devem ser verificados os estados limites últimos e estados de limitação de danos, cada um associado à sua ocorrência. Os estados limites últimos abordam o colapso ou a rotura da estrutura colocando em risco vidas humanas, enquanto, os estados limite de danos estão associados a requisitos de utilização.

Em casos de zona de sismicidade muito baixa, os requisitos do EC8 não são aplicáveis, estando dependentes da categoria de estrutura, tipo de terreno e zona sísmica onde se insere. Estes casos são determinados onde o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A não é superior a 0.39 m/s^2 , ou aqueles em que o produto $a_g \cdot s$ não é superior a 0.49 m/s^2 .

4.2.1 Estado Limite Último

Este requisito baseia-se na resistência do sistema estrutural e a capacidade de dissipação que a estrutura apresenta. O confinamento dos dois parâmetros apresentados resume-se à capacidade de extensão que se recorre ao comportamento não linear, introduzido pelo coeficiente de comportamento (q). Naturalmente que o seu dimensionamento tem em conta o tipo de ductilidade da estrutura, onde por exemplo, para estruturas com baixa dissipação de energia o coeficiente de comportamento, em princípio não poderá ultrapassar 1,5. Em estruturas com capacidade dissipativa, as zonas críticas ou dissipativas são concebidas e projetadas para esse fim, impedindo sempre a formação de mecanismos de rotura frágil.

A estrutura dever-se-á manter estável sob ação sísmica de cálculo, particularmente em relação ao derrube e ao deslizamento, comportando-se como um corpo rígido. O terreno de fundação e os elementos de fundação devem resistir aos esforços que a superestrutura transmite, sem a ocorrência de deformações permanentes substanciais, pelo que, se deve ter em conta as ações que lhes são transmitidas em função da sua capacidade resistente. Na análise global da estrutura deve avaliar-se os efeitos de segunda ordem.

Os elementos não estruturais que em caso de colapso podem apresentar perigo para as pessoas, ou influenciar a resposta dos elementos primários, devem ser verificados para resistirem à ação sísmica de cálculo, apesar de se classificarem como elementos não estruturais.

Os estados limites últimos estão relacionados com qualquer tipo de falha ou colapso da estrutura que possam colocar em risco a vida das pessoas.

4.2.2 Estado de limitação de danos

O estado de limitação de danos, equipara-se ao estado limite de utilização (SLS), tendo de igual modo em conta os limites de deformação dos elementos estruturais. Os limites estabelecidos asseguram um grau de fiabilidade da estrutura em relação a danos irreversíveis, tendo em conta a proteção de vidas humanas.

Em caso de estruturas importantes para a proteção civil (normalmente classificadas em IV na classe de importância para os edifícios, segundo o EC8), deve verificar-se que o sistema estrutural em caso de um evento sísmico possui uma resistência e rigidez adequada para manter o normal funcionamento do edifício.

4.3 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA APLICÁVEIS A TODOS OS EDIFÍCIOS

4.3.1 Estado limite último

De acordo com a estratégia de dimensionamento o cumprimento da exigência de colapso (local e global) para a situação de projeto sísmica considera-se cumprido quando garante as condições relativas à resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade das fundações e condição de junta sísmica, quando aplicável.

4.3.1.1 Resistência

Em primeira instância, dever-se-á verificar, como habitual, a seguinte condição:

$$E_d \leq R_d \quad (4-1)$$

Onde:

E_d – valor de cálculo do efeito da ação, devido á ação sísmica de cálculo, incluindo, se aplicável, os efeitos de segunda ordem (P- Δ). Para o cálculo, é possível a redistribuição de momentos fletores.

R_d – valor da resistência de cálculo do elemento em causa, onde o cálculo é baseado segundo as regras específicas do material (propriedades dos materiais e coeficiente parcial de segurança) e o sistema estrutural adotado, segundo se trate de betão, aço, aço-betão ou alvenaria.

Esta condição é aplicável a todos elementos estruturais, incluindo as respetivas ligações e também para os elementos não estruturais. Note-se que o descrito é aplicável a regimes de análise lineares, no entanto, em regimes não lineares, a equação (4-1) aplica-se sob a forma de força apenas para elementos frágeis. Em zonas dissipativas, onde existem um maior rigor de dimensionamento e pormenorização para assegurar a ductilidade a equação (4-1) deve ser verificada em termos de deformação dos elementos.

Os efeitos de segunda ordem (P-Δ) podem ser desprezados se em todos os pisos a seguinte condição for verificada:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4-2)$$

Onde:

Θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} – Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmico;

d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos, avaliado com a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado, calculados de acordo com a expressão (...);

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

h – Altura entre pisos.

Se o valor de Θ estiver no intervalo entre 0,1 e 0,2, os efeitos de segunda ordem poderão ser quantificados de forma aproximada com base na multiplicação dos esforços sísmicos por 1/(1-Θ). Na eventualidade de Θ exceder 0,2, será necessário recorrer a uma análise de segunda ordem com rigor. O valor limite permitido é 0,3.

Os deslocamentos laterais médios, d_s, podem ser determinados através da seguinte expressão simplificada:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (4-3)$$

Onde:

d_s- Deslocamento em um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

q_d – Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q, salvo indicação em contrário;

d_e- Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro ode resposta de cálculo.

4.3.1.2 Ductilidade

Em edifícios com estrutura porticada, com dois ou mais pisos, deverá satisfazer-se a seguinte condição em todos os nós de vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários:

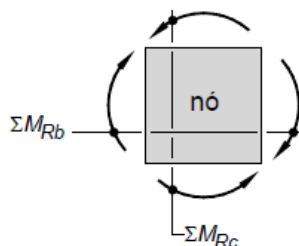
$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \tag{4-4}$$

Onde:

M_{Rc} – Somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

M_{Rb} – Somatório dos valores de cálculo dos momentos resistente das vigas ligadas ao nó.

Esta condição deve ser verificada em ambas as direções (direções ortogonais) e em ambos os sentidos (positivo e negativo). Se o sistema estrutural for apenas porticado numa das duas direções horizontais, então a equação (4-4) deve ser satisfeita no plano vertical correspondente a essa direção.



A condição acima representada, é por vezes denominada por “pilar forte/viga fraca”, evitando assim o mecanismo de formação de rótulas plásticas em pilares (mecanismo soft-storey). A rótula plástica poder-se-á formar no pilar, se tratar do último piso, que em princípio não traz inconvenientes.

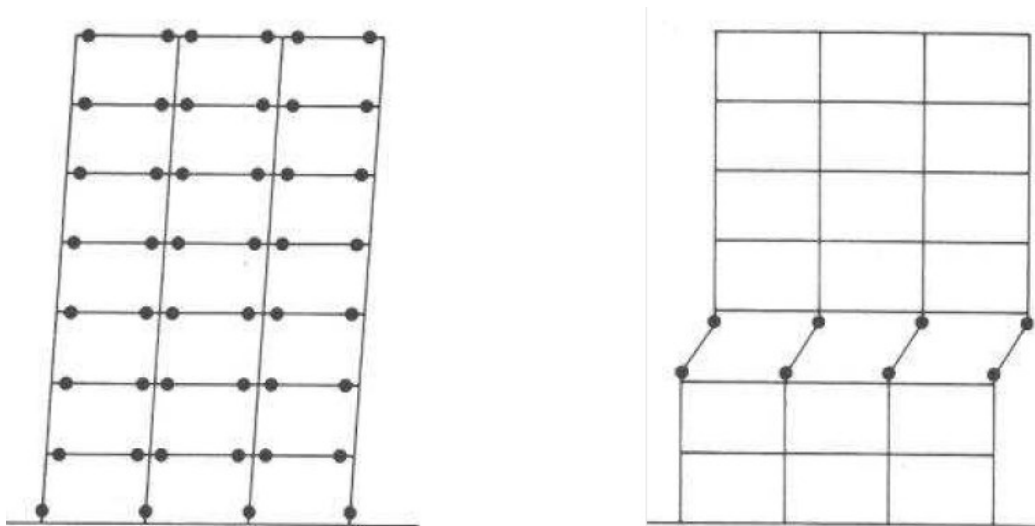


Figura 4-1 – Mecanismo “soft-storey”

A formação de uma rótula plástica num pilar considera-se imperativamente uma rotura frágil para a estrutura, colocando-a de imediato em desequilíbrio provocando o colapso.

Existem, contudo, alguns casos de dispensa da verificação da equação (4-4), nomeadamente:

- Ao nível superior de edifícios com vários pisos;

- Em edifícios de betão armado, cujo sistema equivalente a um pórtico é constituído por, pelo menos, quatro pilares de seção similar, é possível excluir-se a verificação num dos nos, no entanto, é necessário observar-se a condição nos restantes;
- Em edifícios de betão armado, no piso térreo de um edifício de dois pisos, se o valor do esforço normal reduzido seja inferior a 0,3 nos pilares integrantes da estrutura.

Note-se que esta abordagem é apenas aplicável a estruturas porticadas, sendo que em sistemas de paredes tal não é aplicável, uma vez que as próprias paredes impedem a instabilidade da estrutura devido á sua inércia.

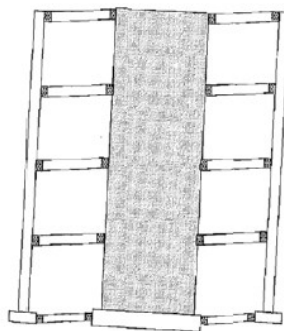


Figura 4-2 – Sistema com paredes acopladas

4.3.2 Limitação de danos

O requisito de limitação de danos assenta no princípio de que a estrutura é projetada de forma a resistir a ação sísmica inferior à de cálculo sem ocorrência de danos ou limitação de uso significativa

Este requisito é efetuado através do controlo dos deslocamentos relativos entre pisos, “drift”, em concordância com as imposições do EC8.

O cálculo de deslocamentos dos elementos estruturais devido as ações sísmicas, devem ser calculados com base no princípio das deformações elásticas do sistema estrutura utilizando a equação (4-3) da presente dissertação.

As verificações implícitas aos estados limite de serviço, referem-se sobretudo ao estabelecimento de deformações laterais da estrutura que asseguram a integridade dos elementos estruturais e não estruturais no caso de sismos

Considera-se satisfeito o estado limite de utilização associado ao requisito de limitação de danos se os deslocamentos entre pisos verificarem as seguintes condições:

- Para edifícios que tenham elementos não estruturais ou frágeis ligados à estrutura:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (4-5)$$

- Para edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (4-6)$$

- Para edifícios com elementos não estruturais fixados de forma a não interferir com deformações estruturais, ou que não possuam elementos não estruturais:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad (4-7)$$

Onde:

d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos, conforme a equação (4-3);

h – Altura do piso;

v - Coeficiente de redução que tem em consideração o baixo período de retorno da ação sísmica associada à exigência de limitação dos danos.

O coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica, isto é, 95 anos ao invés de 475 associados à exigência de não colapso. Este coeficiente é atribuído em função do tipo de ação sísmica:

Tabela 4-1 – Valores do coeficiente de redução

| Ação sísmica | v |
|--------------|------|
| Tipo I | 0.40 |
| Tipo II | 0.55 |

4.4 REGRAS ESPECIFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Neste capítulo, serão evidenciados os requisitos para edifícios de betão armado no que toca às ações sísmicas a que estão sujeitos. Realça-se o facto do emprego de lajes fungiformes a edifícios, onde não se devem considerar elementos sísmicos primários para o estudo da estrutura. Todo este enredo, passa pela área maciça nas zonas do pilar, que deve ser suficientemente resistente para atuar como um diafragma rígido.

Todas as estruturas têm como características intrínsecas a dissipação de energia, sob a forma de calor, por exemplo.

4.4.1 Materiais e verificações de segurança

Por forma a serem garantidas as características adequadas de ductilidade, os materiais adotados nos elementos sísmicos primários devem respeitar as seguintes classes mínimas:

Tabela 4-2 – Requisitos mínimos de materiais

| | DCL | DCM | DCH |
|------------------------------|------------|------------|-------------------------------|
| Classe mínima do betão | C12/15 | C16/20 | C16/20 |
| Classe de ductilidade do aço | B ou C | B ou C | C |
| Sobre-resistência do aço | Sem limite | Sem limite | $f_{yk,0.95} \leq 1,25f_{yk}$ |

Os coeficientes parciais dos materiais, γ_c e γ_s , a adotar na situação de projeto sísmico são os seguintes:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

4.4.2 Restrições geométricas

4.4.2.1 Pilares

Segundo o ponto 5.4.1.2.2 do EC8, as dimensões da seção do pilar a considerar caso os efeitos de segunda ordem (definido em 5.3.1.1 da presente dissertação) tenham sido considerados, deverão obedecer ao seguinte:

$$b_v \geq \frac{h_v}{10} \text{ se } \theta > 0,1 \quad (4-8)$$

Onde:

b_v – Dimensão considerada da seção do pilar;

h_v - Distância máxima da extremidade do pilar ao ponto de inflexão da deformada, segundo um plano paralelo à dimensão considerada do pilar.

Relativamente ao parâmetro θ , é definido na equação (4-2) da presente dissertação.

As dimensões da secção transversal dos pilares sísmicos primários não devem ser inferiores a um décimo da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar, a menos que $\theta \leq 0,1$.

4.4.2.2 Vigas

A fim de permitir uma transmissão perfeita de momentos cíclicos das vigas sísmicas primárias para os pilares, a excentricidade do eixo da viga relativamente ao eixo do pilar, deverá ser limitada segundo a condição seguinte:

$$e \leq b_c/4 \quad (4-9)$$

Onde:

b_c – Dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga;

Relativamente às dimensões das vigas, aproveitando o efeito favorável da compressão do pilar na aderência dos varões horizontais que atravessam o nó, a largura de uma viga sísmica primária deverá obedecer ao seguinte critério:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2.b_c\} \quad (4-10)$$

Onde:

b_w – Largura das vigas;

b_c – Largura dos pilares;

h_w – Altura da viga

4.4.3 Esforços de cálculo

Os valores de cálculo dos momentos fletores e dos esforços normais devem ser obtidos a partir da análise estrutural da estrutura, tendo em conta a combinação sísmica, acrescidos de efeitos de segunda ordem, no caso de existirem. Poderá proceder-se a uma redistribuição de momentos de acordo com a EN 1992-1-1.

4.4.3.1 Vigas

Nas vigas sísmicas primárias, os valores de cálculo do esforço transversal para as zonas críticas e não críticas, devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, tendo como base o equilíbrio da viga sob a ação de:

- Carga transversal atuante na viga conforme a combinação indicada na equação (2-17);
- Momentos plásticos nas extremidades das vigas. Estes momentos apresentam sinais opostos e correspondem à formação das rotulas plásticas nas extremidades da viga, o mais aproximado possível da zona do nó de ligação viga/pilar, preferencialmente nas extremidades da viga.

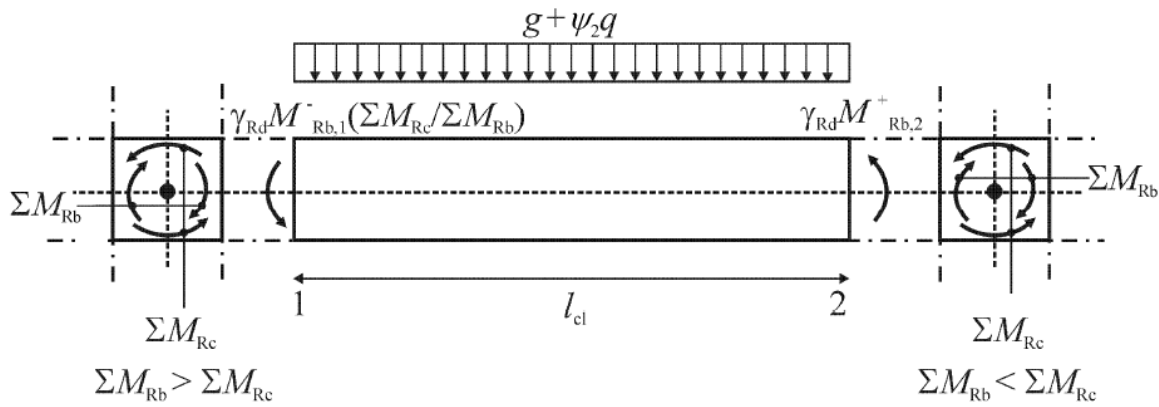


Figura 4-3 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos das vigas. Fonte: EC8

Para ter em consideração as condições impostas, é necessário observar as seguintes prescrições:

- Determinar em cada extremidade da viga, i , dois valores do esforço transversal atuante, isto é, o máximo $V_{ED,max,i}$ e o mínimo $V_{ED,min,i}$, os quais correspondem, respetivamente, aos momentos positivos máximos e negativo máximo, $M_{i,d}$, que se podem desenvolver nas extremidades $i=1$ e $i=2$;
- A determinação dos momentos de extremidade $M_{i,d}$ deverá ser efetuada conforme as áreas reais de armadura, de acordo

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1; \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} \right) \quad (4-11)$$

Onde:

γ_{Rd} – Coeficiente que contabiliza a possível sobrerresistência por endurecimento do aço, que, no caso das vigas DCM, poderá tomar valor unitário;

$M_{Rb,i}$ – Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado para a ação sísmica;

ΣM_{Rc} e ΣM_{Rb} – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e vigas, no nó viga-pilar em causa. O valor de ΣM_{Rc} deverá compreender o valor do esforço axial para a combinação sísmica.

Uma vez que que a soma dos valores de calculo dos momentos resistentes das vigas deve ser inferior à soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares, resulta a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = 1 \cdot M_{Rb,i} \cdot 1 = M_{Rb,i} \quad (4-12)$$

Tendo em conta a Figura 4-3 e a equação (4-12), o cálculo do esforço transversal máximo nas secções das extremidades das vigas pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} \cong \frac{M_{Rd,bi}^- + M_{Rd,bj}^+}{l_{cl}} + V_{g+\psi_{2,q}} \quad (4-13)$$

Será com base neste valor que se deverá proceder ao dimensionamento das armaduras transversais das vigas sísmicas primárias

4.4.3.2 Pilares

Relativamente aos esforços de cálculo de momentos flectores em pilares, deverá seguir o procedimento referido no capítulo do presente projeto. Neste pressuposto, o princípio de “pilar forte/viga fraca” será garantido através da equação (4-4) que deve ser verificada em todos os nós de ligação das vigas primárias ou secundárias com pilares primários. Com esta filosofia pretende-se garantir que a capacidade resistente calculada é maior que a decorrente da análise da estrutura para a combinação sísmica.

Os valores de cálculo da força de corte nos pilares devem ser determinados com base no equilíbrio do pilar sujeito a momentos de extremidade $M_{i,d}$ ($i=1$ e $i=2$ designando as secções de extremidade do pilar) associados à formação de rotulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica, devendo, no entanto, as mesmas formarem-se primeiramente nas extremidades das vigas.

Os momentos de extremidade $M_{i,d}$ deverão ser determinados de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (4-14)$$

onde:

γ_{Rd} - Coeficiente que contabiliza a possível sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, considerado igual a 1,1;

$M_{Rc,i}$ - Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado para a ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ - Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e vigas, no nó viga-pilar em causa.

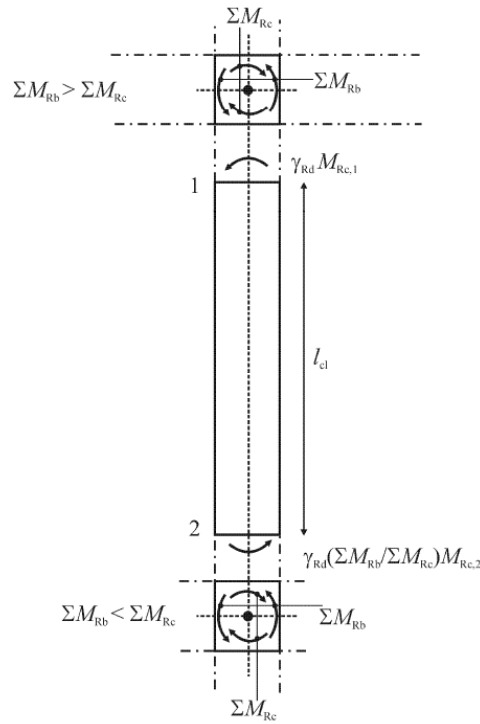


Figura 4-4 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversos em pilares

Uma vez que o cálculo da armadura resistente das vigas é efetuado em primeiro lugar de onde resultará o valor dos momentos resistentes das vigas ΣM_{Rb} , que consiste em somar o momento positivo com o momento negativo, ambos com sinal positivo, é possível fazer uma distribuição do valor que representa a soma dos momentos no pilar, ΣM_{Rc} .

Tal como acontece nas vigas, a equação (4-14) pode ser calculada de uma forma simplificada, ou seja:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb} \quad (4-15)$$

Por equilíbrio, o máximo valor de esforço transversal, toma a seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_{cl}} \quad (4-16)$$

O valor do esforço transversal calculado de acordo com a equação (4-16), representa, normalmente, um valor superior aos que se obtêm a partir da equação (2-16).

4.4.4 Disposição de armaduras

Os Eurocódigos 2 e 8 prescrevem um conjunto de regras a cumprir para o dimensionamento de elementos estruturais. Nos pontos seguintes são evidenciadas as disposições para as vigas e pilares, segundo o EC8.

4.4.4.1 Vigas

4.4.4.1.1 Zonas críticas

De acordo com o ponto 5.4.3.1.2 do EC8, o comprimento da zona crítica, l_{cr} corresponde à altura da viga, h_w , comprimento este medido a partir de cada extremo da viga:

$$l_{cr} = h_w \quad (4-17)$$

Onde:

h_w – Corresponde à altura da viga

Note-se que no caso em que uma viga suporte um elemento vertical sem continuidade (p.e. pilar), devem considerar-se como zonas críticas, as zonas de comprimento $2h_w$ a partir da interseção da viga com o elemento vertical.

4.4.4.1.2 Armadura longitudinal

Para garantir uma ductilidade global da estrutura, é essencial que as potenciais zonas de formação de rotulas plásticas possuam elevada capacidade. O EC8 adota um valor de ductilidade em curvatura, μ_ϕ ,

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1, \text{ Se } T_1 \geq T_c \quad (4-18)$$

$$\mu_\phi = 1 + \frac{2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_c}{T_1}, \text{ se } T_1 < T_c \quad (4-19)$$

Onde:

T_1 – Período fundamental do edifício;

T_c – Período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro;

q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento.

Nas zonas de compressão da viga deve garantir-se que a armadura longitudinal é igual ou superior a metade da armadura na zona tracionada. Realça-se o facto de nas zonas de apoios haver uma inversão de sinal de momento, transformando a zona tracionada em zona de compressão.

$$A_{superior} \geq 0,5 \cdot A_{inferior} \quad (4-20)$$

A percentagem máxima de armadura na zona tracionada, toma o valor de:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4-21)$$

Onde:

ρ' - Percentagem de armadura de compressão;

$\varepsilon_{sy,d}$ - Valor de extensão de cedência do aço.

No caso de a zona tracionada da viga incluir a laje, deve contabilizar-se para a zona de tração a armadura existente na laje (disposta paralelamente à viga, numa largura igual à do banzo efetivo). A equação (4-21) traduz a exigência de ductilidade através da posição da linha neutra, a conferir nas secções das zonas críticas para permitir a formação de rótulas plásticas.

Para além das restrições impostas anteriormente, existe também uma percentagem mínima de armadura, segundo a cláusula 5.4.3.1.2 (5) do EC8 de acordo com a seguinte expressão:

$$\rho_{min} = 0.5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (4-22)$$

Onde:

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

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência do aço.

De forma a impedir a rotura de excedência, o diâmetro dos varões longitudinais, amarrados ao longo da ligação viga-pilar, devem ser limitados de acordo com as seguintes premissas:

- Amarração nos nós interiores

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75k_D \frac{\rho'}{\rho_{max}}} \quad (4-23)$$

- Amarração nos nós exteriores

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (4-24)$$

Onde:

d_{bl} - Diâmetro do varão longitudinal;

h_c - Largura do pilar paralela aos varões;

v_d - Esforço axial reduzido;

k_D - Coeficiente que reflete a classe de ductilidade.

Se não for possível cumprir as exigências acima impostas pelas equações (4.23) e (4.24) relacionadas com os nós de ligação exteriores devido ao comprimento do pilar (h_c) ser reduzido, deve adotar-se uma das seguintes medidas para assegurar boas condições de amarração à armadura longitudinal das vigas:

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

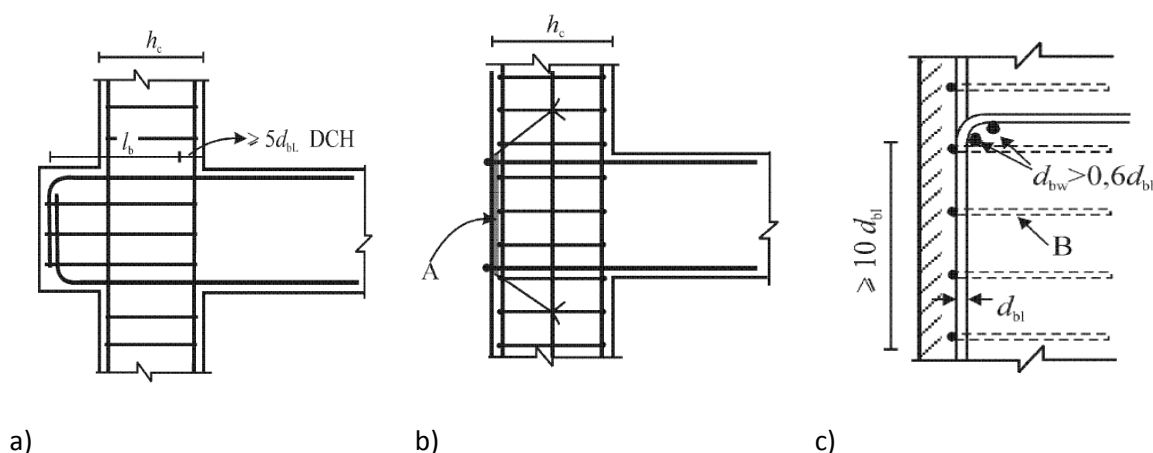


Figura 4-5 – Disposições adicionais para amarração nos nós viga-pilar exteriores

Os varões que compõe a armadura principal de vigas e que atravessam os nós interiores devem terminar nos elementos ligados ao nó a uma distância não inferior ao comprimento da zona crítica, l_{cr} , contada a partir da face do nó.

4.4.4.1.3 Armadura transversal

A armadura transversal obrigatória nas zonas críticas de modo a garantir um confinamento adequado, deve verificar as seguintes condições:

- 1) O diâmetro dos estribos, d_{bw} , deve respeitar a seguinte condição:

$$d_{bw} \geq 6 \text{ mm} \quad (4-25)$$

- 2) O espaçamento máximo de estribos, s_w , deve respeitar a seguinte condição:

$$s_w \leq \min\left\{\frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 d_{bL}\right\} \quad (4-26)$$

Onde:

h_w – Altura da viga;

d_{bw} – Diâmetro mínimo dos varões transversais;

d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

O primeiro estribo deve estar colocado a uma distância não mais de 50 mm da seção de extremidade da viga, como se ilustra na Figura 4-6.

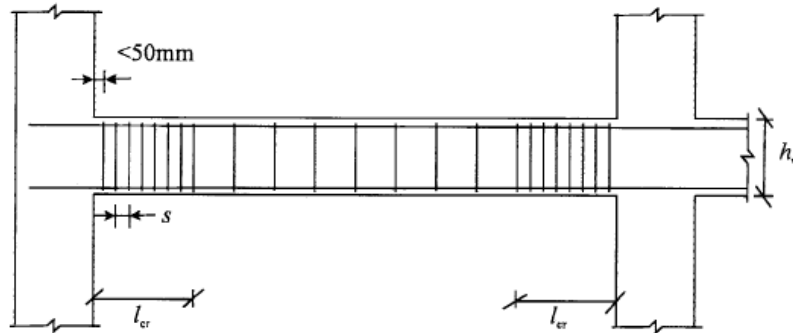


Figura 4-6 – Armaduras transversais nas zonas críticas; [Fonte: EC8]

4.4.4.2 Pilares

4.4.4.2.1 Zonas críticas

De acordo com o ponto 5.4.3.2.2 do EC8, são consideradas zonas críticas (zona potencial para formação de rótulas plásticas) aquelas que se encontram num desenvolvimento a partir das seções de extremidade do pilar, ou seja, logo após a fundação ou no fim do piso. O comprimento crítico é dado pela seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45\}, \text{ em metros} \quad (4-27)$$

Onde:

h_c – Maior dimensão do pilar (em metros);

l_{cl} – Desenvolvimento livre em altura do pilar (em metros).

Se a razão $\frac{l_c}{h_c} < 3$, se verificar, então deverá considerar-se todo o desenvolvimento em altura do pilar como crítico, com l_c correspondendo à altura do pilar.

4.4.4.2.2 Armadura longitudinal

Em toda a extensão do pilar de modo a dar seguimento ao conceito de ductilidade local, o EC8 prevê no ponto 5.4.3.2.2 as seguintes condições:

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.04 \quad (4-28)$$

Nas seções transversais simétricas devem adotar-se armaduras simétricas ($\rho = \rho'$).

Deve ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.

A distância entre dois varões longitudinais consecutivos que estejam cintados não deverá exceder os 200mm, para que deste modo seja assegurada uma ductilidade mínima e seja evitada a encurvadura lateral. Realça-se o facto do EC2 fixar uma distância máxima para o afastamento entre um varão longitudinal que esteja travado e outro que não esteja em 150mm, prescrição esta que deverá, todavia, ser respeitada.

4.4.4.2.3 Armadura transversal

Quanta à armadura transversal, de acordo com o ponto 5.4.3.2.2, surgem determinadas exigências, as quais variam conforme se esteja a abordar uma zona crítica, ou não, como se apresentam seguidamente:

1) Zona crítica

$$d_{bw} \geq 6 \text{ mm} \quad (4-29)$$

$$s_w \leq \min\left\{\frac{b_0}{2}; 175\text{mm}; 8d_{bl}\right\} \quad (4-30)$$

2) Fora da zona crítica

$$d_{bw} \geq \max\left\{\frac{d_{bl}}{4}; 6 \text{ mm}\right\} \quad (4-31)$$

$$s_w \leq \min\{\min(h_c, b_c); 400\text{mm}; 20d_{bl}\} \quad (4-32)$$

As armaduras transversais na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários poderão ser determinados segundo a norma EN 1992-1-1:2004, desde que o valor do esforço normal reduzido para a situação de projeto sísmica seja inferior a 0,2 e o valor do coeficiente de comportamento utilizado não seja superior a 2.0.

4.4.4.2.4 Armadura de confinamento

Na base dos pilares o factor de ductilidade em curvatura deverá ser igual ou superior ao valor obtido das equações (4-18) e (4-19). No entanto, mesmo que seja cumprida esta condição, caso seja atingida uma extensão de betão superior a 0.035 em qualquer ponto da secção transversal, o pilar deve ser devidamente confinado para evitar o destacamento do betão. Para que este requisito seja satisfeito, o EC8 estabelece que a armadura de confinamento deve satisfazer a seguinte condição:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} \left(\frac{b_c}{b_0}\right) - 0.035 \quad (4-33)$$

$$\omega_{wd} \geq 0.08 \quad (4-34)$$

Onde:

α – Coeficiente de eficácia do confinamento, definido seguidamente;

ω_{wd} – Representa a percentagem mecânico-volumétrica das cintas de confinamento nas zonas críticas do pilar, através da seguinte expressão:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume da armadura de confinamento}}{\text{Volume do betão confinado}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (4-35)$$

μ_{ϕ} - Valor requerido do facto de ductilidade em curvatura;

v_d – Esforço normal reduzido ($v_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$);

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

b_c – Largura bruta da secção transversal;

b_0 – Largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas).

O coeficiente de eficácia de confinamento, α , é dado por:

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad (4-36)$$

Estes fatores para seções retangulares, são dados pelas seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (4-37)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) \quad (4-38)$$

Onde:

S – Espaçamento adotado para cintas de confinamento;

n – Número total de pontos, no plano de cada cinta, onde os varões longitudinais estão cintados;

b_i – Distância entre varões consecutivos abraçados por cintas.

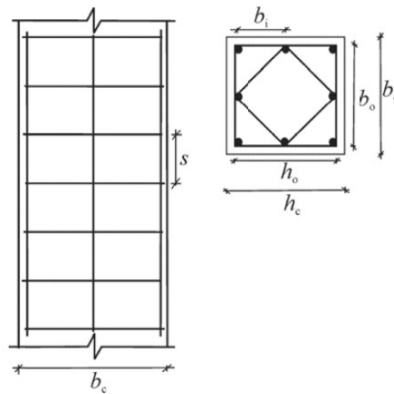


Figura 4-7 – Confinamento do núcleo de betão

De acordo com o ponto 5.4.3.2.2 (10) e (11) do EC8, vem referir disposições adicionais nas zonas críticas dos pilares de modo a garantir uma ductilidade mínima e evitar encurvadura dos varões verticais, inferindo o seguinte:

- O diâmetro mínimo dos varões a utilizar na cintagem das zonas críticas deverá ser 6mm, para a classe DCM;
- O espaçamento das cintas, s , deve verificar:

$$s \leq \min\left\{\frac{b_o}{2}; 175; 8 \cdot d_{bL}\right\} \quad (4-39)$$

Onde:

d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais do pilar.

A distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos não deve ser superior a 0.20.



Figura 4-8 - Exemplo de rotura plástica

CAPÍTULO 4

O pilar evidenciado na Figura 4-8, apresenta uma rotula plástica totalmente degradada devido à falta de cintagem de betão.

CAPÍTULO 5

CASO DE ESTUDO

5.1 OBJECTIVOS

O edifício de betão armado escolhido como caso de estudo para o presente capítulo considera-se representativo da construção correntemente praticada em países do Sul da Europa, tais como Itália, Portugal e Grécia, até ao final da década de 70 [13]. Como tal, foi dimensionado para resistir apenas a ações verticais, não possuindo assim quaisquer mecanismos preferenciais de dissipação de energia e/ou disposições construtivas proporcionadoras de ductilidade. Um modelo à escala real deste edifício foi testado no laboratório ELSA (JRC, Ispra, Itália) no âmbito das tarefas do projeto de investigação científica “ICONS”. Foram realizados ensaios pseudo-dinâmicos (PsD) para avaliar o comportamento sísmico do edifício, assim como para avaliar a eficácia de medidas de reforço desenvolvidas para o efeito.

O objetivo deste trabalho foi, então, avaliar numericamente o comportamento sísmico do edifício quando sujeito às ações regulamentares definidas pelos dois regulamentos em análise (RSA e EN 1998-1), procedendo em seguida ao seu redimensionamento de acordo com dois princípios regulamentares distintos: (i) RSA conjugado com o Regulamento Português de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e (ii) EN 1998-1 conjugado com a EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2). Uma vez concluída a análise numérica da estrutura, foram estabelecidas comparações entre os efeitos das duas ações sísmicas consideradas assim como entre os resultados de cada dimensionamento.

5.2 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura em análise é um pórtico de betão armado, com quatro pisos e três vãos: dois com 5.0 metros e um com 2.5 metros (Figura 5-1). A altura entre pisos é de 2.7 metros. A geometria das vigas é igual em todos os pisos enquanto a dos pilares é variável, conforme à frente descrito.

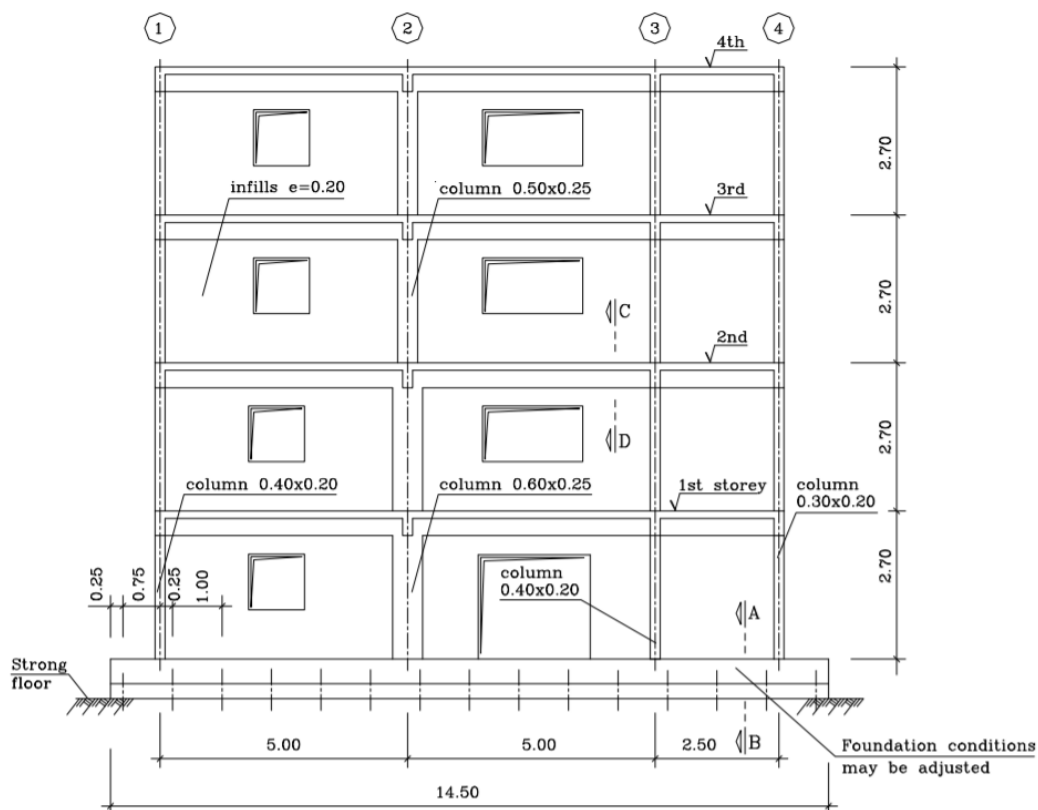


Figura 5-1 – Alçado do pórtico “ICONS” (Carvalho et al., 1999)

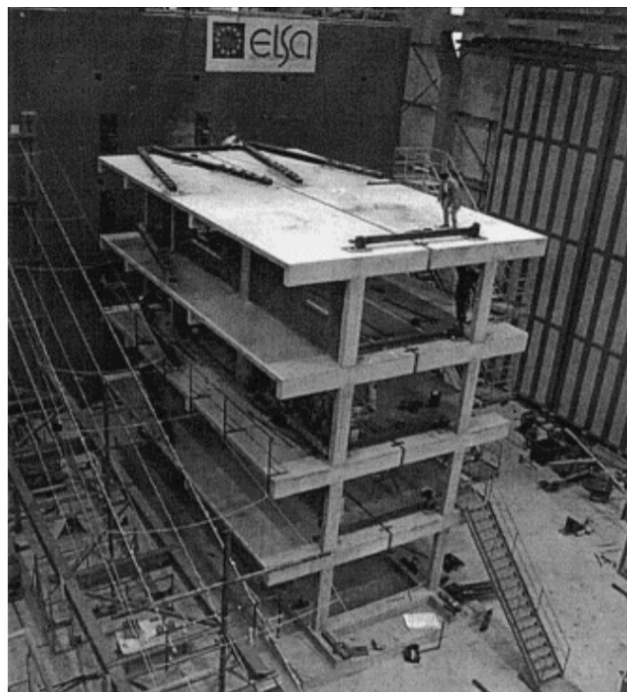


Figura 5-2 – Modelo de ensaio do pórtico ICONS (Carvalho et al., 1999)

Todos os pilares possuem secção transversal retangular, sendo que P1, P3 e P4, não sofrem qualquer variação em altura, a saber:

- P1 - P3 - 0.40 x 0.20 m²
- P4 - 0.30 x 0.20 m²

O pilar P2, além de estar orientado segundo a direção de maior inércia (o que não se passa com P1, P3 e P4), sofre uma variação de secção no segundo piso, a saber:

- P2 $\left\{ \begin{array}{l} 0.25 \times 0.60 \text{ m}^2, 0 < h \leq 5.40 \\ 0.25 \times 0.50 \text{ m}^2, 5.40 < h \leq 10.80 \end{array} \right.$

O pilar P2 desempenha assim um importante papel na resistência da estrutura a ações laterais, pelo lado positivo estando a sua secção transversal devidamente orientada, mas pelo lado negativo possuindo uma variação brusca de secção.

Os materiais considerados durante a análise levada a cabo foram os utilizados durante os ensaios experimentais atrás referidos, a saber: betão C16/20 e aço em varão S400. De referir que as armaduras utilizadas durante a construção do pórtico eram constituídas por varões lisos, prática habitual na construção até ao final da década de 70. As quantidades e disposição de armadura em vigas e pilares são dadas nas figuras seguintes.

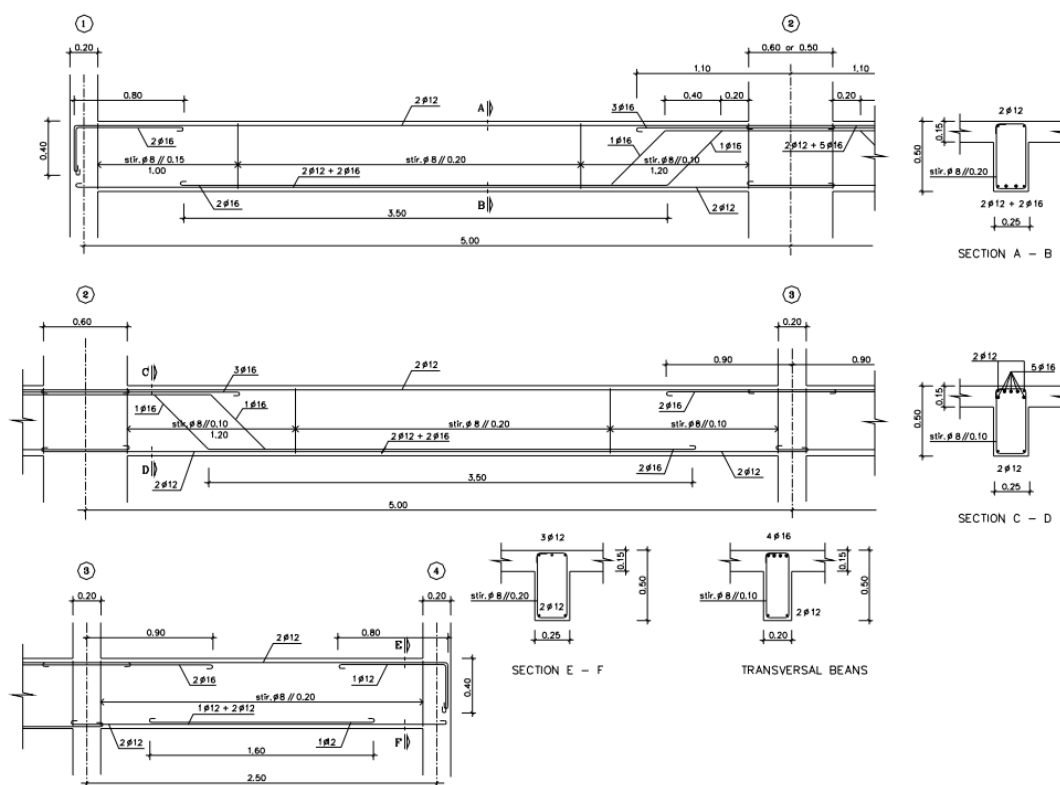


Figura 5-3 - Geometria e pormenores de armadura das vigas (Carvalho et al., 1999)

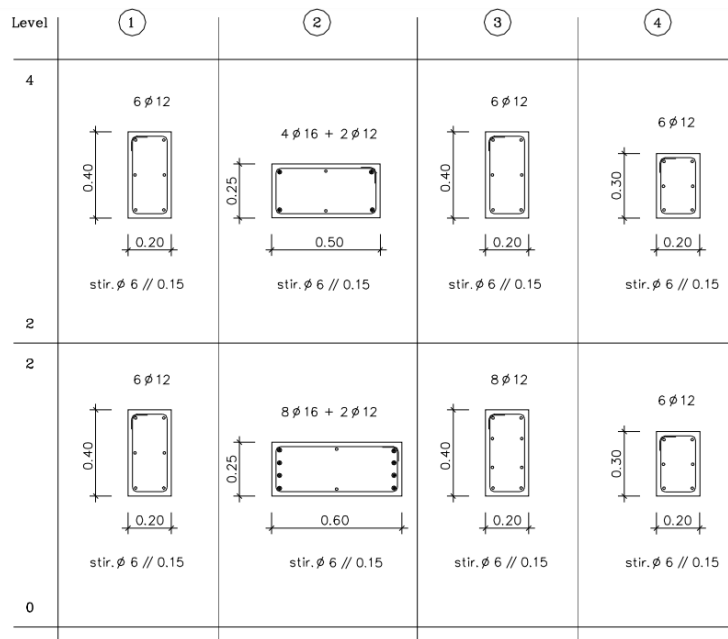


Figura 5-4 - Geometria e pormenores de armadura dos pilares (Carvalho et al., 1999)

Em termos de ações verticais consideradas, estas encontram-se descritas na Figura 5-5, correspondendo já à combinação quase-permanente de ações, ou seja, a combinação à qual deverão ser adicionadas as forças sísmicas. As cargas concentradas e distribuídas representadas na Figura 5-5 correspondem às seguintes ações:

- Peso próprio da laje: 3.75 kN/m²
- Peso dos revestimentos: 0,75 kN/m²
- Peso das vigas transversais: 2.5 kN/m
- Peso dos painéis de alvenaria: 1.1 kN/m² (m² de parede)
- Sobrecarga = 1 kN/m² (quase-permanente)

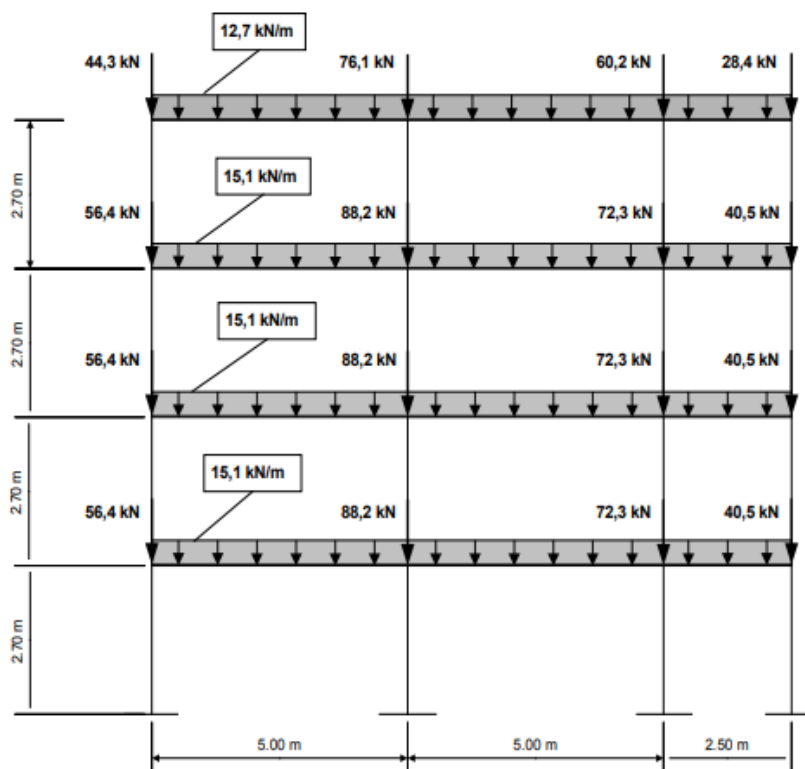


Figura 5-5 – Carregamento da estrutura (Pinto et al. (1999))

5.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA

A modelação e respetiva análise dos casos de estudo foram realizadas através do programa de cálculo automático, baseado no Método dos Elementos Finitos - Robot Structural Analysis Professional 2017, desenvolvido pela Autodesk, com o qual se obtiveram os esforços para o respetivo dimensionamento.

No início do programa é apresentado um template com diferentes modelos de cálculo, consoante o tipo de análise que se pretende efetuar. Os modelos permitem uma análise a duas e três dimensões, variando os graus de liberdade por nó em correspondência com a opção tomada.



Figura 5-6 – Template do Robot

O caso em estudo foi alvo de uma modelação com modelos 2D, com os quais se procedeu à análise linear elástica do referido caso de estudo.

O modelo que se adotou para este estudo tem por base o modelo de associação de pórticos, onde se admite que as estruturas podem ser definidas por um conjunto de elementos estruturais definidos por planos verticais, isto é, pórticos planos, que se encontram interligado por elementos horizontais (pavimentos) que apresentam elevada rigidez no seu plano (diafragma rígido). Tratando-se de um modelo numérico plano, considerou-se elementos finitos de barras.



Figura 5-7 – Elemento - barra

Para simular o comportamento dos elementos estruturais no modelo estrutural, definiu-se os mesmos como elementos de barra (frame), os quais consistem num elemento finito de dois nós. Os pilares foram modelados com a secção real (geometria, inércia, material) e um comprimento igual à distância entre pisos. Pela mesma ordem de ideias, as vigas foram acopladas aos pilares por forma a garantir uma ligação de encastramento entre os mesmos, com as características da secção. As fundações foram consideradas rígidas, simulando um encastramento. A

Figura 5-8 mostra uma imagem do modelo numérico desenvolvido, assim como a numeração de cada elemento.

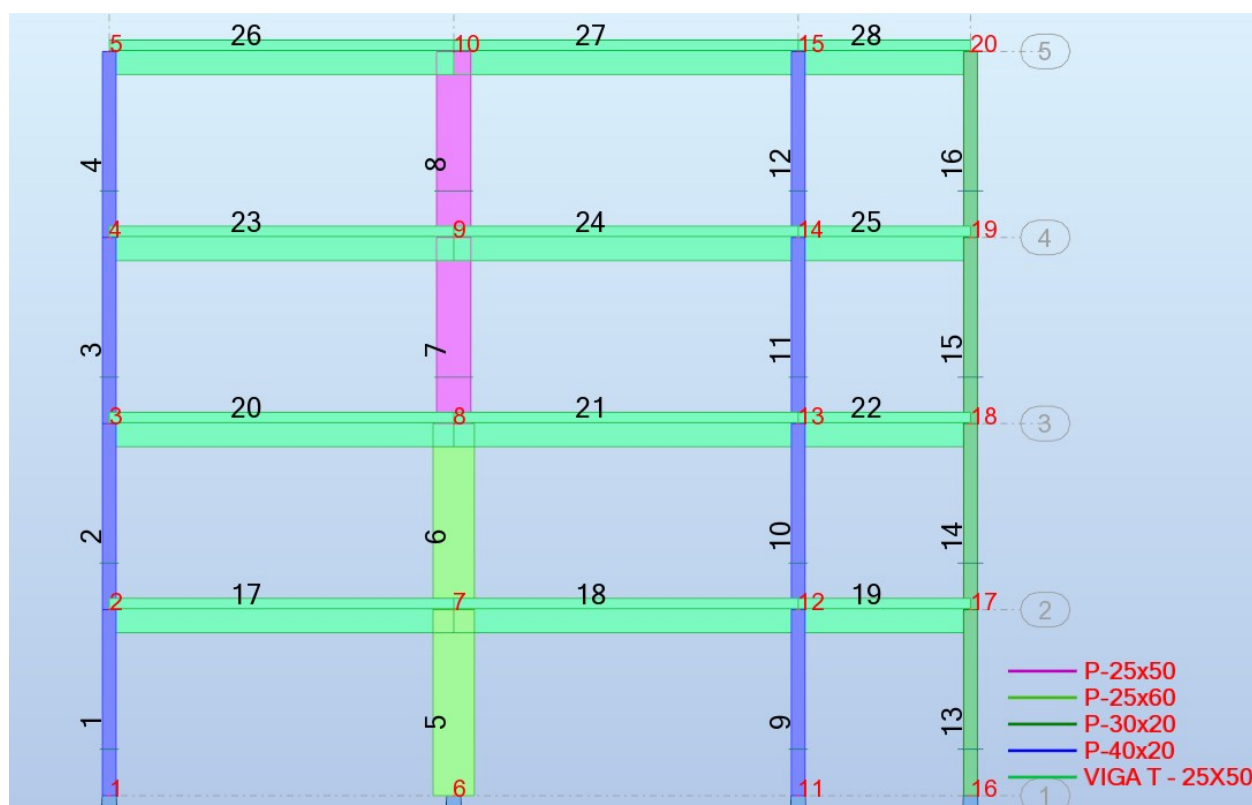


Figura 5-8 – Modelo Numérico

As propriedades dos materiais considerados na modelação da estrutura original encontram-se descritos na Tabela 5-1. No entanto, quando se procedeu ao redimensionamento da estrutura, essas características foram alteradas de acordo com o descrito na Tabela 5-2.

Tabela 5-1 – Características dos materiais da estrutura inicial

| | | |
|-----------------|----------------------|-----------------------|
| Betão C16/20 | f_{ck} | 16 MPa |
| | f_{cd} | 10.7 MPa |
| | f_{ctm} | 1.9 MPa |
| Aço A400 | f_{syk} | 400 MPa |
| | f_{syd} | 348 MPa |
| | E_s | 200 GPa |
| | $\mathcal{E}_{sy,d}$ | $1,74 \times 10^{-5}$ |

Tabela 5-2 – Características dos materiais da estrutura redimensionada

| | | |
|-----------------|----------------------|-----------------------|
| Betão C30/37 | f_{ck} | 30 MPa |
| | f_{cd} | 20 MPa |
| | f_{ctm} | 2.9 MPa |
| Aço A500 | f_{syk} | 500 MPa |
| | f_{syd} | 435 MPa |
| | E_s | 200 GPa |
| | $\mathcal{E}_{sy,d}$ | 2.18×10^{-5} |

5.3.1 Aplicação de cargas

No que respeita a aplicação de cargas nos elementos estruturais, nomeadamente vigas e pilares, o próprio programa gere um caso de carga automático do peso próprio dos elementos estruturais em função da sua geometria e tendo em conta o tipo de material.

Relativamente aos restantes casos de carga foram aplicados sob a forma de cargas lineares em vigas e no caso das forças concentradas, foram aplicadas nos nós dos pilares.

5.3.2 Validação do modelo

É de carácter obrigatório a validação do modelo estrutural de modo a evitar análises incoerentes e resultados menos fidedignos.

Para tal, verificou-se o modelo através do seguinte:

- Totalidade das reações verticais

| Determinação do peso próprio | | | | |
|--------------------------------|---------------|--------------------------|------------------------|---------------|
| <u>Elemento estrutural</u> | <u>Desig.</u> | <u>A (m²)</u> | <u>Comp. total (m)</u> | <u>F (kN)</u> |
| Vigas | | 0.25 | 50.00 | 306.25 |
| Pilares | P1 | 0.08 | 10.80 | 21.60 |
| | P2 | 0.15 | 5.40 | 20.25 |
| | | 0.13 | 5.40 | 16.88 |
| | P3 | 0.08 | 10.80 | 21.60 |
| | P4 | 0.06 | 10.80 | 16.20 |
| Introdução de cargas uniformes | | | | |

| | | <u>F (kN/m)</u> | <u>Comp. (m)</u> | <u>F (kN)</u> |
|---|-----------|-----------------|-----------------------|---------------|
| PP laje e vigas + acabamentos + valor quase permanente das sobrecargas atuantes | Pisos | 15.1 | 37.5 | 566.25 |
| | Cobertura | 12.7 | 12.5 | 158.75 |
| Introdução de cargas pontuais em pilares | | | | |
| | | <u>F (kN)</u> | <u>N.º aplicações</u> | <u>F (kN)</u> |
| | | 56.4 | 3 | 169.2 |
| | | 44.3 | | 44.3 |
| | | 88.2 | 3 | 264.6 |
| | | 76.1 | | 76.1 |
| | | 72.3 | 3 | 216.9 |
| | | 60.2 | | 60.2 |
| | | 40.5 | 3 | 121.5 |
| | | 28.4 | | 28.4 |
| Σ | | | | 2108.98 |

| | |
|--|--------------|
| Programa de cálculo automático - Robot | 2101.40 |
| Variação | <u>0.36%</u> |

Como se pode verificar, apenas há um desvio de cerca de 0.36%, valor bastante reduzido e que nos permite validar a aplicação das cargas no modelo.

5.4 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

5.4.1 RSA

Para definição da ação sísmica, considerou-se que o edifício se encontra localizado na área de perigosidade sísmica mais elevada de Portugal Continental (Zona A, de acordo com o RSA, correspondendo a um coeficiente de sismicidade $\alpha = 1$), por exemplo na cidade de Portimão no Algarve, fundado num terreno de consistência média (Terreno Tipo II, de acordo com a Tabela 2-9 do RSA). Em relação ao coeficiente de amortecimento viscoso, foi adotado o valor de 5% do amortecimento crítico, valor habitualmente utilizado na análise de estruturas de betão armado. A Figura 5-9 mostra os espectros de resposta obtidos para os dois tipos de ação sísmica previstos no RSA.

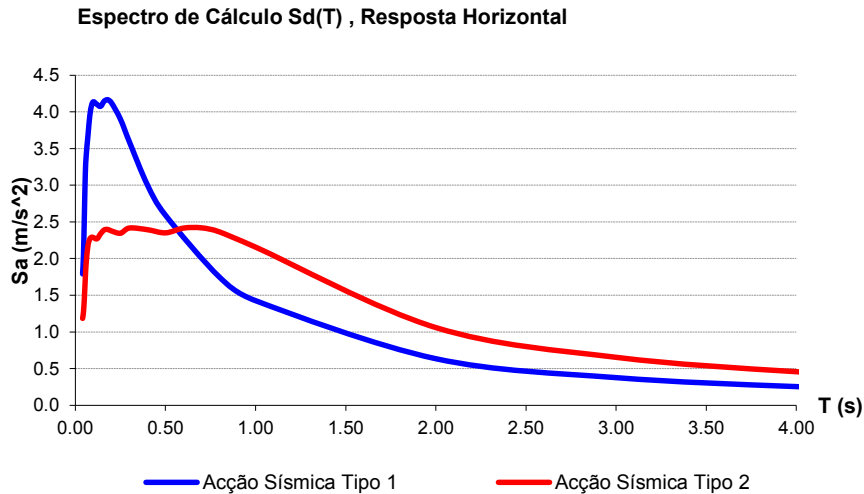


Figura 5-9 - Espectro de resposta segundo o RSA

5.4.2 EN 1998-1

O zonamento acima referido corresponde na EN 1998-1 às zonas 1.1 (Acção Sísmica Tipo 1) e 2.3 (Acção Sísmica Tipo 2). Os valores correspondentes de aceleração máxima de referência agr são os descritos na Tabela 5-3. Em relação ao solo de fundação, foi considerado o Terreno Tipo C, de acordo com as características descritas na Tabela 2-10 do presente trabalho. O coeficiente de amortecimento estrutural considerado foi também de 5% do amortecimento crítico.

Os valores de aceleração máxima para a referida zona encontram-se descritos na Tabela 2-1Tabela 5-3.

Tabela 5-3 – Aceleração máxima de referência, agr, em Portimão

| Acção Sísmica | | | |
|---------------|-------------------------|--------------|-------------------------|
| Tipo I | | Tipo II | |
| Zona Sísmica | agr (m/s ²) | Zona Sísmica | agr (m/s ²) |
| 1.1 | 2,50 | 2.3 | 1,70 |

Os valores referidos na Tabela 5-3 encontram-se indicados no Anexo Nacional da EN 1998-1.

Em termos de Classe de Importância, considerou-se que o edifício em causa pertence à Classe II, correspondendo assim um coeficiente de importância $\gamma_1 = 1$, o que faz com que a aceleração de projecto do solo ag resulte igula à aceleração máxima de referência agr.

5.4.2.1 Coeficiente de comportamento

Dado ser um parâmetro imprescindível para quantificação do efeito da ação sísmica, torna-se essencial a correta definição do coeficiente, o qual permite de uma forma simplificada simular o comportamento não linear dissipativo da estrutura quando se estão a correr análises lineares elásticas. O valor de coeficiente de comportamento a adotar no caso de estudo de acordo com a equação (2-13) da presente dissertação toma o valor de 3,9 conforme os seguintes preceitos:

- O valor básico do coeficiente de comportamento é enquadrável em edifícios póstico e tendo em conta que se vai dimensionar a estrutura para uma classe de ductilidade DCM, toma a seguinte expressão:

$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (5-1)$$

- O valor do quociente $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ acima expresso toma o valor de 1,3, uma vez que se enquadra em edifícios de vários pisos, pórticos com vários tramos;
- O fator k_w , toma valor 1, uma vez tratar-se de edifícios em póstico.

5.4.2.2 Espectros de resposta de cálculo pelo EC8

O espectro tipo do EC8 é composto por uma envolvente de um conjunto de resposta de osciladores de um grau de liberdade, sob amortecimento viscoso formando um espectro representativo de valores máximos. Conforme abordado no Cap. 2 o espectro divide-se em quatro patamares: patamar de aceleração de pico do solo, patamar da aceleração constante, patamar de velocidade constante e por fim, o patamar do deslocamento constante.

O limite de cada patamar é dado em função do tipo de terreno, que no caso em apreço toma os valores constantes na Tabela 5-4.

Tabela 5-4 – Valores de parâmetros definidores do espectro de cálculo para Portimão

| Tipo de Terreno | Ação Sísmica | | | | | | | |
|-----------------|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | Tipo I | | | | Tipo II | | | |
| | S_{max} | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) | S_{max} | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
| C | 1,6 | 0,1 | 0,6 | 2,0 | 1,6 | 0,1 | 0,25 | 2,0 |

O valor do parâmetro S , para definição dos espectros de resposta elástico, é determinado segundo a equação (2-11).

Para a AST 1:

CAPÍTULO 5

- $a_g = 2.50 \text{ m/s}^2$
- $S=1.30$

Para AST 2:

- $a_g = 1.70 \text{ m/s}^2$
- $S=1.46$

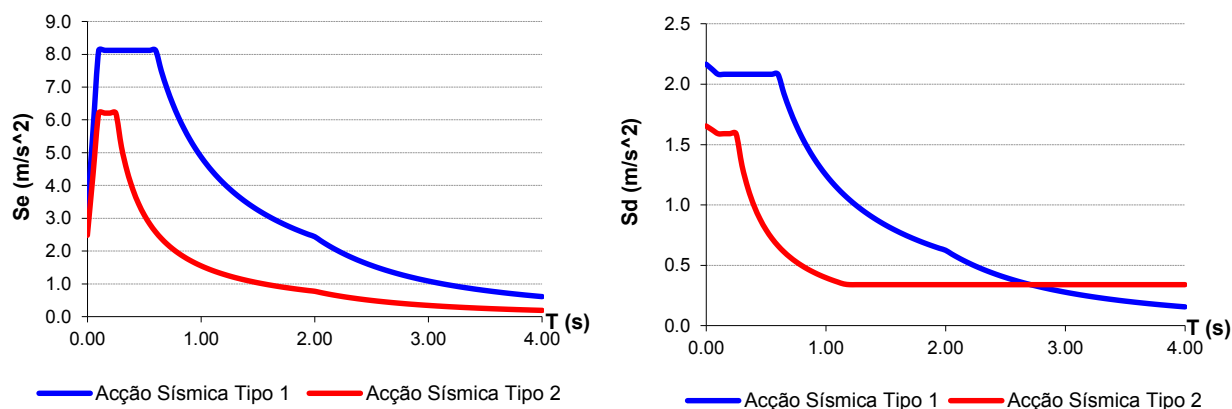
Os espectros de resposta de cálculo foram elaborados de acordo com o descrito no Cap. 2, no respeito do princípio do comportamento estrutural dissipativo na clausula 6.1.2 do EC8, considerando o coeficiente de comportamento referido anteriormente.

Tabela 5-5 – Parâmetros para determinação do espectro de resposta

| | Ação Sísmica Tipo 1 | Ação Sísmica Tipo 2 |
|------------|----------------------------|----------------------------|
| a_{gR} | 2.50 | 1.70 |
| γ_1 | 1.00 | 1.00 |
| a_g | 2.50 | 1.70 |
| ξ | 5.00% | 5.00% |
| η | 1.00 | 1.00 |
| β | 0.20 | 0.20 |
| S | 1.30 | 1.46 |
| TB (s) | 0.10 | 0.10 |
| TC (s) | 0.60 | 0.25 |
| TD (s) | 2.00 | 2.00 |

Não foi considerada a aceleração sísmica segundo a direção vertical.

O EC8 define dois espectros de resposta: espectro elástico e espectro de cálculo, sendo este último utilizado para efeitos de dimensionamento estrutural uma vez que este inclui já o efeito do coeficiente de comportamento atrás referido.



a) Espectro de Resposta Elástico Horizontal
 $S_e(T)$

b) Espectro de Resposta de Cálculo Horizontal
 $S_d(T)$

Figura 5-10 – Espectros de resposta segundo o EC8

5.4.3 Comparação EC8/RSA

5.4.3.1 Espectros de resposta

Relembrar ainda que, tal como se descreveu no Cap. 2 da presente dissertação, a ação sísmica tipo 1 do EC8 corresponde à ação sísmica tipo 2 do RSA e vice-versa. Na Figura 5-11 e Figura 5-12 são representados os espectros de resposta elástica, $S_e(T)$, segundo o EC8 comparativamente com os espectros segundo o RSA afetados do coeficiente de majoração 1,50.

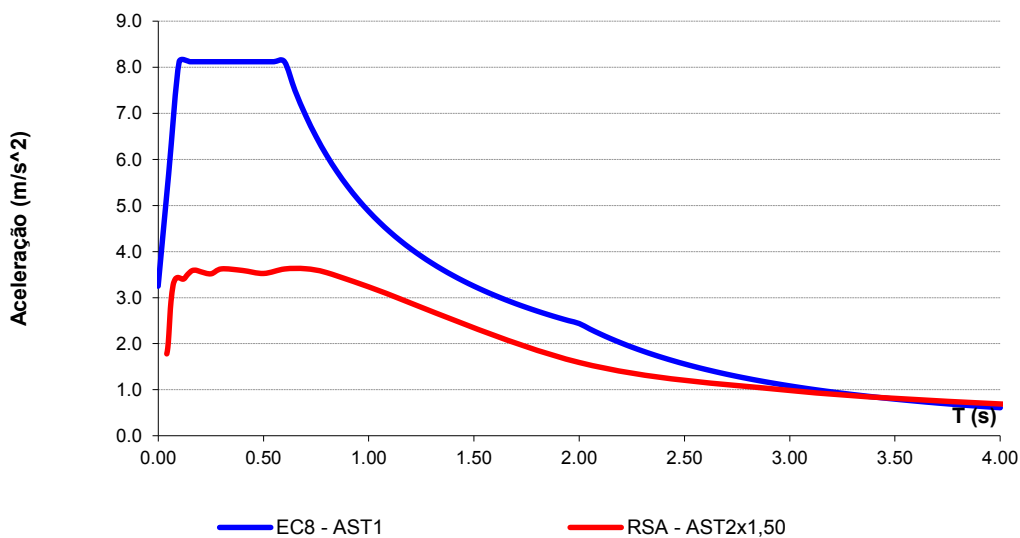


Figura 5-11 - Espectro de resposta – Sismo afastado

Da figura acima, verifica-se um agravamento significativo da ação sísmica tipo 1 face ao RSA em todo período de análise. O valor da aceleração sísmica máxima do EC8 é sensivelmente 55% superior ao correspondente valor do RSA. Este facto traduz a importância que o EC8 dá à zona Sul de Portugal para sismos com epicentro na região atlântica, apresentando condições mais restritas nesta zona de elevada sismicidade. Um outro aspeto a referir, é a abordagem rigorosa que o EC8 apresenta quanto à tipologia de terreno, dando maior ênfase face ao enunciado pelo RSA.

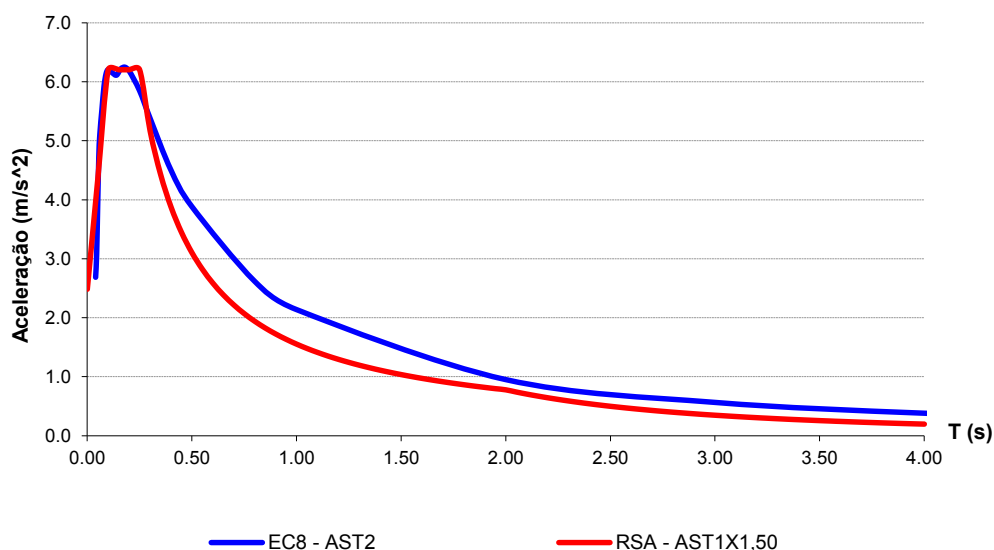


Figura 5-12 - Espectros de resposta - Sismo próximo

Relativamente à ação sísmica próxima verifica-se uma semelhança de ambos os regulamentos, onde as acelerações máximas são muito próximas e comparativamente à ação sísmica afastada, verifica-se um claro desagravamento dos valores de aceleração na abordagem do EC8.

5.5 RESULTADOS

5.5.1 Estrutura original

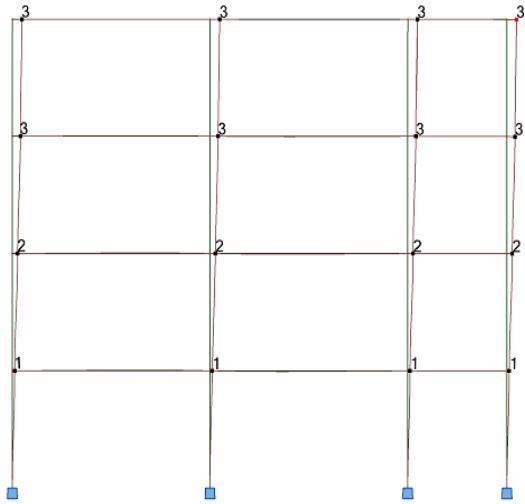
5.5.1.1 Análise modal

A análise modal permitiu determinar as frequências e configurações dos primeiros quatro modos de vibração da estrutura. Em termos de massa vibrante, foram consideradas todas as ações verticais atrás descritas. A Tabela 5-6 e a Figura 5-13 mostram, respetivamente, as frequências e as configurações obtidas para cada um dos modos de vibração.

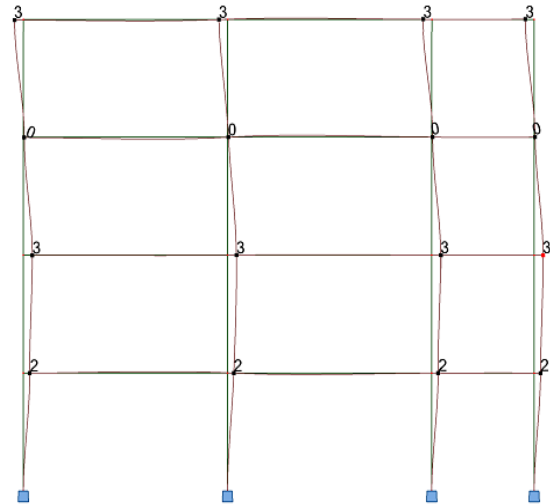
Tabela 5-6 – Resultados da análise modal

| Modo | Frequência (Hz) | Período (s) | Participação da massa (%) | Massa total (kg) |
|------|-----------------|-------------|---------------------------|------------------|
| 1 | 1.48 | 0.68 | 83.70 | 173983.98 |
| 2 | 4.40 | 0.23 | 94.62 | 173983.98 |
| 3 | 7.36 | 0.14 | 97.83 | 173983.98 |

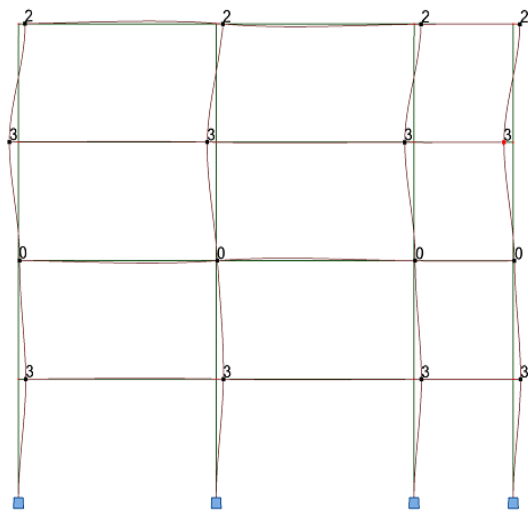
| | | | | |
|---|-------|------|--------|-----------|
| 4 | 10.12 | 0.10 | 100.00 | 173983.98 |
|---|-------|------|--------|-----------|



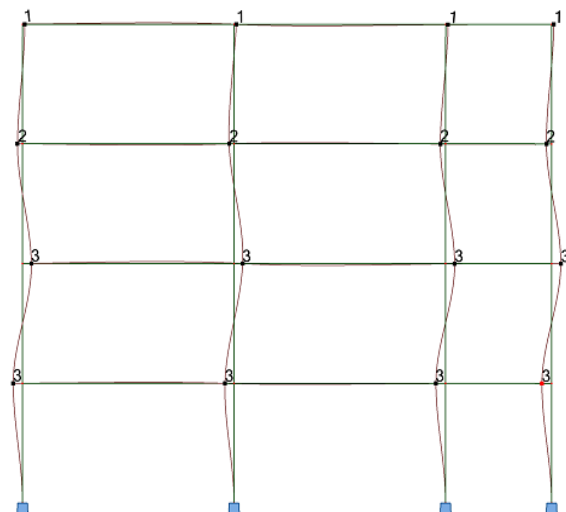
a) 1.º modo de vibração



b) 2.º modo de vibração



c) 3.º modo de vibração



d) 4.º modo de vibração

Figura 5-13 – Modos de vibração da estrutura

Verifica-se que no 4 modo de vibração já foi mobilizada a totalidade da massa. A frequência própria da estrutura é de 1,48Hz.

5.5.1.2 Força de corte basal

Com o objetivo de comparar os efeitos das duas ações sísmicas consideradas sobre a estrutura em análise, são comparados os respectivos cortes basais para sismo afastado e próximo (Tabela 5-7). Note-se que, uma

vez que os coeficientes de comportamento considerados pelo RSA e EC8-1 são diferentes (2.5 no caso do RSA e 3.9 no caso do EC8-1, conforme atrás referido), para que a comparação seja justa há que multiplicar os valores obtidos com o programa de cálculo pelo respetivo coeficiente de comportamento. Desta forma, a comparação é realizada entre cortes basais elásticos e não de cálculo.

Tabela 5-7 – Força de corte basal elástica

| Ação sísmica afastada | | | Ação sísmica próxima | | |
|-----------------------|---------|-----------|----------------------|--------|-----------|
| Força basal (kN) | | | Força basal (kN) | | |
| RSA | EC8 | Diferença | RSA | EC8 | Diferença |
| 533.73 | 1064.19 | +50% | 474.80 | 358.48 | -32.44% |

Verifica-se que as forças basais obtidas de acordo com o EC8 para o sismo afastado são superiores em 50% face às obtidas pelo RSA. A situação verificada para a ação sísmica afastada inverte-se totalmente quando se analisa a ação sísmica próxima. Desta forma a ação condicionante para a estrutura corresponde a um sismo afastado, correspondente à ação sísmica tipo 1 do EC8 e ação sísmica tipo 2 do RSA.

Em termos de deslocamentos entre pisos, a Figura 5-14 mostra os resultados obtidos quando a estrutura se encontra sob o efeito da ação sísmica afastada, resultados esses inteiramente coerentes com as diferenças obtidas entre cortes basais. Chama-se a atenção que, de acordo com a regra da igualdade de deslocamentos, o coeficiente de comportamento relativo a deformações toma o valor unitário, tanto no RSA como no EC8.

| Piso | RSA | | EC8 | |
|------|-------|--------------------|-------|--------------------|
| | d [m] | d _r [m] | d [m] | d _r [m] |
| 1 | 0.013 | 0.013 | 0.026 | 0.026 |
| 2 | 0.030 | 0.017 | 0.061 | 0.035 |
| 3 | 0.048 | 0.018 | 0.092 | 0.031 |
| 4 | 0.055 | 0.007 | 0.108 | 0.016 |

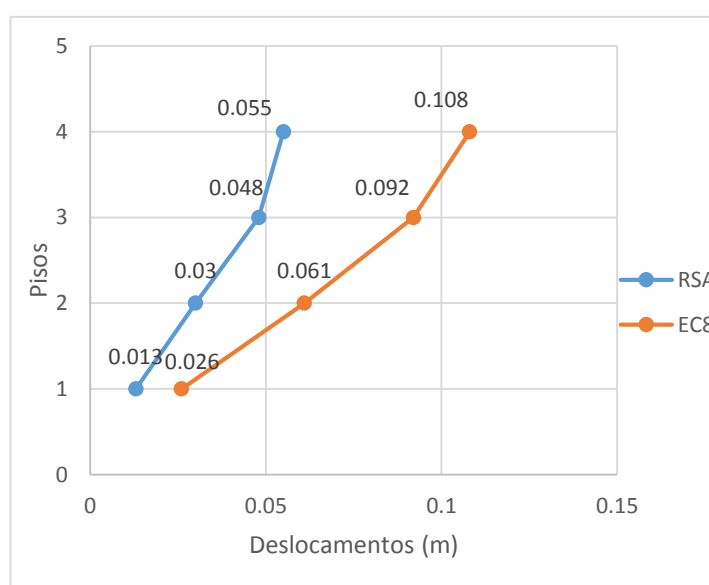


Figura 5-14 - Deslocamentos dos pisos de acordo com ambos os regulamentos

O valor do máximo corte basal elástico obtido com o programa de cálculo pode ser validado através do método de análise por forças laterais também descrito no EC8-1. O resultado do corte basal de cálculo obtido com a ajuda desse método é demonstrado na Tabela 5-8, o qual multiplicado pelo coeficiente de comportamento igual a 3.9 resulta no valor de 1064.9 kN, validando assim o resultado atrás indicado na Tabela 5-7.

Tabela 5-8 – Método de análise por forças laterais

| λ | $S_d(T)(m/s^2)$ | Massa (ton) | Força de corte basal (kN) |
|-----------|-----------------|-------------|---------------------------|
| 0,85 | 1.84 | 173,98 | 272,11 |

5.5.1.3 Verificação de segurança das secções transversais

A avaliação da estrutura comprova que a armadura existente não é suficiente para resistir aos esforços máximos atuantes através da ação sísmica condicionante do RSA, conforme disposto no Anexo – I. Para garantir a resistência do pórtico à ação sísmica, é necessário redimensioná-lo.

Tabela 5-9 – Verificação de segurança de pilares segundo ação sísmica do RSA

| Elemento | b [m] | h [m] | A_s (cm ²) | N_{cqp} | M_{rd} | $M_{ed, ASTII_RSA}$ | $N_{ed, ASTII_RSA}$ |
|----------|-------|-------|--------------------------|-----------|----------|----------------------|----------------------|
| Pilar 1 | 0.2 | 0.4 | 6.79 | 330.79 | 77.72 | 29.82 | 448.12 |
| Pilar 2 | 0.6 | 0.25 | 18.34 | 684.26 | 110.34 | 288.80 | 685.08 |
| | 0.5 | 0.25 | 10.3 | 508.3 | 75.23 | 173.90 | 509.97 |
| Pilar 3 | 0.2 | 0.4 | 9.05 | 472.47 | 83.55 | 28.25 | 535 |
| | 0.2 | 0.4 | 6.79 | 344.31 | 77.72 | 37.42 | 378.84 |
| Pilar 4 | 0.2 | 0.3 | 6.79 | 218.68 | 48.34 | 18.61 | 272 |

Tabela 5-10 - Verificação de segurança de vigas segundo ação sísmica do RSA

| Elemento | b (m) | h(m) | Zona (m) | A_s (cm ²) | M_{rd} | $M_{ed, ASTII_RSA}$ |
|---------------|-------|------|-----------|--------------------------|----------|----------------------|
| Viga - Piso 1 | 0.25 | 0.5 | Apoio - 1 | 6.28 | -89.38 | -68.98 |
| | 0.25 | 0.5 | Apoio - 1 | 2.26 | 34.13 | 55.47 |
| | 0.25 | 0.5 | Meio vão | 6.28 | 89.38 | -21.76 |
| | 0.25 | 0.5 | Apoio - 2 | 12.31 | -157.63 | -193.4 |
| | 0.25 | 0.5 | Apoio - 2 | 2.26 | 34.13 | 110.65 |
| | 0.25 | 0.5 | Meio vão | 6.28 | 89.38 | 62.21 |
| | 0.25 | 0.5 | Apoio - 3 | 6.28 | -89.38 | -80.73 |
| | 0.25 | 0.5 | Apoio - 3 | 2.26 | 34.13 | 48.23 |

| | | | | | | |
|--|------|-----|----------|------|--------|--------|
| | 0.25 | 0.5 | Meio vão | 3.39 | 50.38 | -16.23 |
| | 0.25 | 0.5 | Apoio 4 | 3.39 | -50.38 | -41.67 |
| | 0.25 | 0.5 | apoio 4 | 2.26 | 34.13 | 36.65 |

Não foi efetuada qualquer verificação do pórtico à ação sísmica segundo o EC8, dadas as várias fragilidades da estrutura que são contraditórias à filosofia de dimensionamento do EC8, como por exemplo, a redução de secção em altura dos pilares e a disposição dos pilares.

5.5.2 Dimensionamento sísmico de acordo com o RSA e REBAP

5.5.2.1 Geometria das secções transversais

Quanto à geometria dos elementos estruturais, o REBAP não apresenta prescrições adicionais para a situação de projeto sísmico além daquelas que prevê para os restantes casos. Posto isto, as secções transversais que serviram de base ao dimensionamento são apresentadas na Tabela 5-11.

Tabela 5-11 – Geometria das secções transversais para dimensionamento segundo RSA/REBAP

| Pilar | | | Viga | |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| Secção | b [m] | h [m] | b (m) | h (m) |
| Pilar 1 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.35 |
| Pilar 2 | 0.25 | 0.25 | | |
| Pilar 3 | 0.25 | 0.25 | | |
| Pilar 4 | 0.25 | 0.25 | | |

As restantes vigas do pórtico seguem a geometria apresentada. Segundo o REBAP a largura mínima de pilares toma o valor de 200mm para ductilidade normal.

5.5.2.2 Dimensionamento de armaduras

A determinação dos momentos máximos foi determinada com recurso à combinação de ações segundo a equação (2-14), com $\eta=2,5$ conforme a Tabela 2-2 e $\alpha=1$ conforme a Tabela 2-1, dado tratar-se de uma zona do tipo A. O dimensionamento foi efetuado com recurso aos esforços obtidos pelo programa de cálculo que correspondem a uma análise linear da estrutura. Neste pressuposto, a partir dos esforços obtidos pelo programa, procedeu-se ao dimensionamento e pormenorização dos vários elementos estruturais, análise que se apresenta de seguida.

O cálculo de armadura longitudinal em vigas foi efetuado com recurso a tabelas de flexão simples para secções retangulares, recorrendo aos valores de momento reduzido, taxa mecânica de armadura e área

de armadura. Ainda no que diz respeito às vigas, apenas foi alvo de análise as vigas pertencentes ao piso 1 às quais correspondem os valores de esforços mais elevados.

Tabela 5-12 – Armadura longitudinal em vigas segundo o RSA

| Secção | Envolvente | $A_s (\varnothing)$ | $A_s (\varnothing)$ adotada |
|-----------|------------|---------------------|-----------------------------|
| Apoio - A | - | 5 \varnothing 16 | 10.05 |
| | + | 6 \varnothing 12 | 6.79 |
| Vão A-B | | 2 \varnothing 12 | 2.26 |
| Apoio - B | - | 6 \varnothing 16 | 12.06 |
| | + | 6 \varnothing 12 | 6.79 |
| Vão B-C | | 2 \varnothing 12 | 2.26 |
| Apoio - C | - | 5 \varnothing 16 | 10.05 |
| | + | 4 \varnothing 16 | 8.04 |
| Vão C-D | | 2 \varnothing 16 | 4.02 |
| Apoio - D | - | 6 \varnothing 16 | 12.06 |
| | + | 6 \varnothing 16 | 12.06 |

Os valores de esforço transversal foram retirados diretamente do programa de cálculo.

Tabela 5-13 – Armadura transversal em vigas segundo o RSA

| Secção | $A_s (\varnothing)$ | $A_s (\varnothing)$ adotada | ρ |
|---------|-------------------------|-----------------------------|--------|
| Vão A-B | $\varnothing 6 // 0.20$ | 2.83 | 0.32% |
| Vão B-C | $\varnothing 6 // 0.25$ | 2.26 | 0.26% |
| Vão C-D | $\varnothing 6 // 0.15$ | 3.77 | 0.43% |

Dado que o edifício é apenas constituído por 4 pisos, admitiu-se que as armaduras longitudinais seriam as mesmas em toda a sua altura, uma vez que não se constataram diferenças significativas de esforços no desenvolvimento do pilar, contudo este pressuposto está do lado da segurança, na medida em que as armaduras que se apresentam são calculadas para os valores máximos de esforços. O dimensionamento da armadura à flexão composta foi efetuado de acordo com os valores de esforço axial e momentos reduzidos recorrendo às “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2”, para determinar a área de armadura necessária.

Tabela 5-14 - Armadura longitudinal em pilares segundo o RSA

| Secção | b [m] | h [m] | $A_s (\varnothing)$ | $A_s [\text{cm}^2]$ |
|---------|-------|-------|---------------------|---------------------|
| Pilar 1 | 0.25 | 0.25 | 6 \varnothing 16 | 12.06 |
| Pilar 2 | 0.25 | 0.25 | 6 \varnothing 16 | 12.06 |
| Pilar 3 | 0.25 | 0.25 | 8 \varnothing 16 | 16.08 |
| Pilar 4 | 0.25 | 0.25 | 6 \varnothing 16 | 12.06 |

Deste modo, para garantir a resistência à flexão dos pilares é ainda necessário que sejam respeitadas algumas condições suplementares que o REBAP impõe em armaduras longitudinais:

- A secção total da armadura longitudinal dos pilares não pode, em caso algum, ser inferior a 0,3% e superior a 8 %, de acordo com o art.º 121 do REBAP;
- A armadura longitudinal deve compreender, no mínimo, 1 varão junto a cada ângulo da secção e 6 varões para o caso de secções circulares ou assimiláveis;
- O espaçamento dos varões da armadura longitudinal não deve exceder os 30cm. Em faces cuja largura seja igual ou inferior a 40cm, basta dispor de varões junto aos cantos.

Face à armadura prevista, verifica-se que a percentagem de armadura se encontra dentro dos valores limites impostos pelo REBAP.

O cálculo da armadura de esforço transverso foi efetuado considerando o esforço transverso máximo dos pilares. Na adoção destas mesmas armaduras, admitiu-se uma inclinação de $\alpha=90^\circ$, das mesmas com o eixo do pilar, cujo espaçamento máximo é dado por:

$$s_w \leq \min\{12 \cdot d_{bl}; \min(h; b); 300mm\} \leftrightarrow s_w \leq \min\{12 \cdot 16; \min(250; 250); 300\} = 192mm$$

Tabela 5-15 - Armadura transversal em pilares segundo o RSA

| Secção | b [m] | h [m] | As (\emptyset) | As [cm ²] |
|---------|-------|-------|----------------------|-----------------------|
| Pilar 1 | 0.25 | 0.25 | $\emptyset 6//0.20$ | 2.83 |
| Pilar 2 | 0.25 | 0.25 | $\emptyset 6//0.125$ | 4.52 |
| Pilar 3 | 0.25 | 0.25 | $\emptyset 6//0.175$ | 3.23 |
| Pilar 4 | 0.25 | 0.25 | $\emptyset 6//0.20$ | 2.83 |

Relativamente às exigências de confinamento apenas é dito que nas zonas dos pilares situadas junto à ligação com outros elementos ou em zonas de mudança de direção das armaduras longitudinais, é conveniente reforçar as armaduras transversais, diminuindo o seu o seu espaçamento ou aumentando o seu diâmetro, sendo que este reforço deve absorver toda a altura dos nós. Neste pressuposto admitiram-se os seguintes espaçamentos ao longo de 0.50m acima e abaixo dos nós de ligação pilar-viga, conforme a Tabela 5-16.

Tabela 5-16 – Armadura transversal em pilares juntos aos nós de ligação segundo o RSA

| Secção | b [m] | h [m] | As (\emptyset) | As [cm ²] |
|---------|-------|-------|----------------------|-----------------------|
| Pilar 1 | 0.25 | 0.25 | $\emptyset 6//0.175$ | 3.23 |
| Pilar 2 | 0.25 | 0.25 | $\emptyset 6//0.10$ | 5.65 |
| Pilar 3 | 0.25 | 0.25 | $\emptyset 6//0.15$ | 3.77 |
| Pilar 4 | 0.25 | 0.25 | $\emptyset 6//0.175$ | 3.23 |

Os pilares interiores apresentam um esforço transverso superior aos pilares extremos, uma vez que se desenvolvem esforços de corte mais gravosos para a ação sísmica.

5.5.3 Dimensionamento sísmico de acordo com o EC8-1

5.5.3.1 Geometria das secções transversais

Relativamente à geometria dos elementos estruturais o EC8 prescreve restrições geométricas para os elementos estruturais, conforme se trate de parede, pilar ou viga. Este critério é condicionado pelo facto de algumas condicionantes geométricas serem dependentes de outros elementos (a largura das vigas é dependente da geometria dos pilares).

Inicialmente foi feito um estudo com as secções indicadas na Tabela 5-11 mas não foi possível dimensionar o pórtico com as secções referidas pelo seguinte:

- Condicionantes geométricas das vigas e pilares impostos pelo EC8;
- A aplicação do princípio “pilar forte/viga fraca” não era cumprido, uma vez que a largura dos pilares correspondia à largura das vigas;
- Incumprimento do limite máximo do esforço normal reduzido, v_d , em 0,65.

Deste modo, adotaram-se novas secções para vigas e pilares.

Tabela 5-17 - Geometria das secções transversais para dimensionamento segundo EC8-1

| Pilar | | | Viga | |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| Secção | b [m] | h [m] | b (m) | h (m) |
| Pilar 1 | 0.45 | 0.45 | 0.25 | 0.40 |
| Pilar 2 | 0.45 | 0.45 | | |
| Pilar 3 | 0.45 | 0.45 | | |
| Pilar 4 | 0.45 | 0.45 | | |

Os resultados que se seguem, respeitam a geometria indicada na Tabela 5-17.

5.5.3.2 Dimensionamento de armaduras

Todos os elementos estruturais, pilares e vigas, foram dimensionados de acordo com os requisitos do EC8, no que toca ao dimensionamento por capacidade resistente e todas as regras específicas prescritas no Capítulo 4.

Dada a filosofia do EC8, os princípios de dimensionamento por capacidade resistente de elementos estruturais assenta no mecanismo de dissipação de energia onde se pretende que a formação de rótulas plásticas seja nas vigas, junto aos nós viga-pilar, zona de momentos máximos devido à ação sísmica.

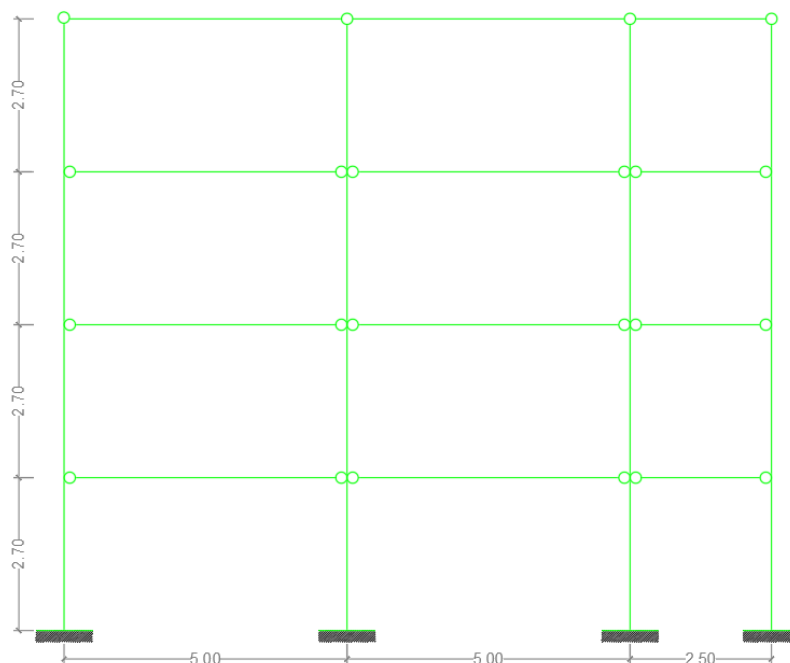


Figura 5-15 – Mecanismo de formação de rótulas plásticas

De acordo com este princípio e conforme descrito no capítulo 4 do presente trabalho de projeto, para que as rótulas plásticas ocorram nas vigas, é necessário que os momentos resistentes das vigas sejam inferiores aos dos pilares (princípio “pilar forte/viga fraca”). Com aplicação deste mecanismo, não se desenvolverá qualquer mecanismo de colapso por rotura nos pilares sem que antes se observe a plastificação da totalidade das vigas da estrutura. À luz da Figura 5-15, as rótulas plásticas formam-se nos nós viga-pilar à exceção do último piso do último pilar conforme a cláusula 4.4.2.3. (6) da NP EN 1998-1.

O dimensionamento foi efetuado com recurso aos esforços obtidos pelo programa de cálculo que correspondem a uma análise linear da estrutura. Para o efeito considerou-se que a estrutura respeita o princípio do comportamento estrutural dissipativo definido em 3.9 para uma classe de ductilidade média (DCM).

Neste contexto, apresentam-se seguidamente as geometrias das peças e a respetiva armadura. Em anexo apresenta-se o dimensionamento das mesmas, bem como as respetivas verificações.

A verificação de segurança das vigas à flexão foi cumprida com a condição de os momentos atuantes serem menores ou iguais que os momentos resistentes, devendo igualmente serem satisfeitas todas as condições prescritas anteriormente. A determinação dos momentos máximos foi determinada com recurso à combinação de ações segundo a equação (2-17). O cálculo de armadura foi efetuado com recurso a tabelas de flexão simples para secções retangulares.

Tabela 5-18 – Armadura longitudinal da viga segundo o EC8

| Cálculo de armadura longitudinal | | | |
|----------------------------------|------------|--------|-----------------------------------|
| Secção | Envolvente | As (∅) | As (∅) adotada [cm ²] |
| Apoio - A | - | 4∅16 | 8.04 |
| | + | 4∅12 | 4.52 |
| Vão A - B | | 4∅12 | 4.52 |
| Apoio - B | - | 4∅16 | 8.04 |
| | + | 4∅12 | 4.52 |
| Vão B - C | | 4∅12 | 4.52 |
| Apoio - C | - | 6∅16 | 12.06 |
| | + | 5∅16 | 10.05 |
| Vão C - D | | 2∅16 | 4.02 |
| Apoio - D | - | 6∅16 | 12.06 |
| | + | 5∅16 | 10.05 |

A EN1992-1 refere limites a serem respeitados no que concerne ao valor mínimo da armadura longitudinal a adotar:

$$A_{s,min} = \min \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d \right\} = 1,82 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 63,00 \text{ cm}^2 = 0,04 \cdot A_c = A_{s,max}$$

Note-se que também a EN1992-1 refere que nos apoios de extremidade, a armadura longitudinal inferior seja, pelo menos, igual a ¼ da armadura longitudinal existente a meio vão.

De acordo com a expressão (4-22) a percentagem mínima de armadura longitudinal toma o valor de:

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{2,9}{500} = 0,29\%$$

Relativamente às zonas críticas da viga, para que seja assegurada ductilidade local, deverá obedecer ao seguinte:

- A armadura inferior deve ser igual ou superior a metade da armadura superior, na região crítica da zona dos apoios, conforme a equação (4-20);
- O valor máximo da armadura de tração, deverá tomar o valor decorrente da equação (4-21), nos seguintes termos:

$$T_1 = 0,46s < T_c = 0,6s \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) = 1 + 2 \cdot (3,9 - 1) = 8,57$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \rho' + \frac{0,0018 \cdot 20}{6,8 \cdot 0,00218 \cdot 435}$$

A determinação dos esforços atuantes para o cálculo da armadura transversal das vigas foi efetuada segundo a metodologia prescrita no capítulo 4.4.3.1, o qual visa melhores condições de ductilidade, evitando uma rotura frágil por esforço transverso. Deste modo, de acordo com os esforços obtidos

segundo a metodologia referida, apresenta-se na Tabela 5-19 a armadura transversal para a zona crítica da viga.

Tabela 5-19 – Armadura transversal da viga segundo o EC8

| Secção | S_w | $A_{sw/s}$ | $A_{sw/s}$ (adotada) | $A_{sw/s}$ (adotada) /ramo |
|---------|-------|------------|----------------------|----------------------------|
| Vão A-B | 0.10 | 2.11 | Ø6//0.10 | 5.65 |
| Vão B-C | 0.10 | 2.51 | Ø6//0.10 | 5.65 |
| Vão C-D | 0.10 | 3.82 | Ø6//0.10 | 5.65 |

A percentagem de armadura de esforço transverso, ρ_w , deverá ser maior do que o seguinte limite:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0.09\%$$

Relativamente às zonas críticas, no que concerne ao espaçamento da armadura transversal, em que exige um diâmetro mínimo de $\phi \geq 6\text{mm}$, deverá também obedecer ao referido na equação (4-26):

$$s_w \leq \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL} \right\} = \min \left\{ \frac{0.40}{4}; 24 \cdot 0,006; 225; 8 \cdot 0,016 \right\} = 0.10 \text{ m}$$

Note-se que o primeiro estribo deverá ser colocado a uma distância não inferior a 50mm a partir da extremidade da viga.

Os pilares foram dimensionados tendo em conta o critério de pilar forte/viga fraca com o objetivo das rótulas plásticas se formarem primeiro nas vigas junto ao nó de ligação.

De modo a evitar a rotura por aderência dos varões longitudinais das vigas que ocorrem nos nós viga-pilar, os diâmetros máximos dos varões longitudinais das vigas que atravessam o nó de ligação foram determinados de acordo com as equações (4-23) e (4-24).

Tabela 5-20 – Diâmetro máximo do varão longitudinal na ligação viga/pilar

| Nó interior | | Nó exterior | |
|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|
| h_c (m) | $d_{bL,max}$ (mm) | h_c (m) | $d_{bL,max}$ (mm) |
| 0.45 (Pilar P2) | 19 | 0.45 (Pilar P1) | 25 |
| 0.45 (Pilar P3) | 20 | 0.45 (Pilar P4) | 25 |

O valor dos esforços para determinação da armadura nos pilares foi baseado na condição da equação (4-4), onde os momentos resistentes dos pilares devem ser em 30% superiores aos momentos resistentes das vigas que confluem no pilar. Desta forma determinaram-se os momentos resistentes das vigas afetados em 30% e, posteriormente, calculou-se a quantidade de armadura para os pilares.

O comprimento da zona crítica do pilar, l_{cr} , foi determinado segundo a equação (4-27). Uma vez que a relação entre o desenvolvimento do pilar e a maior dimensão da secção transversal do pilar é superior a 3, então o comprimento da zona crítica toma valor de 0.45m.

Uma vez que a estrutura foi classificada como estrutura pórtico é necessário aplicar o princípio da viga fraca/pilar forte, ou seja, dimensionar o pórtico de forma a garantir que as rotulas plásticas ocorrem nas vigas. O dimensionamento da armadura à flexão composta foi efetuado de acordo com os valores de esforço axial e momentos reduzidos recorrendo às “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2”, para determinar a área de armadura necessária. A armadura longitudinal nos pilares está ligada diretamente ligada à armadura longitudinal das vigas, pois é a partir do momento resistente destas que é determinado o momento de cálculo dos pilares.

Tabela 5-21 - Armadura longitudinal em pilares segundo o EC8

| Pilar | b [m] | h [m] | As (\emptyset) | As [cm ²] |
|-------|-------|-------|--------------------|-----------------------|
| 1 | 0.45 | 0.45 | 8 \emptyset 20 | 25.13 |
| 2 | 0.45 | 0.45 | 8 \emptyset 20 | 25.13 |
| 3 | 0.45 | 0.45 | 6 \emptyset 25 | 29.45 |
| 4 | 0.45 | 0.45 | 8 \emptyset 25 | 39.27 |

A percentagem de armadura longitudinal nos pilares respeita o limite expresso pela equação (4-28), que não deverá ser inferior a 1%, nem superior a 4%. Relativamente à disposição dos varões, estes deverão ser dispostos de uma forma simétrica, assim como deverá ser colocado pelo menos um varão intermédio entre os varões colocados nos cantos.

Os valores obtidos do esforço normal reduzido encontram-se entre os limites regulares, 0.1 e 0.65.

A determinação dos esforços atuantes para o cálculo da armadura transversal em pilares foi efetuada segundo a metodologia prescrita no capítulo 4.4.3.2, com a determinação dos momentos nas extremidades do pilar, procedimento que é similar ao das vigas.

Tabela 5-22 – Armadura transversal em pilares segundo o EC8

| Pilar | b [m] | h [m] | A _{sw/s} (adotada) | A _{sw/s} cm ² /ramo |
|-------|-------|-------|-----------------------------|---|
| 1 | 0.45 | 0.45 | \emptyset 6//0.125 | 4.52 |
| 2 | 0.45 | 0.45 | \emptyset 6//0.125 | 4.52 |
| 3 | 0.45 | 0.45 | \emptyset 6//0.10 | 5.65 |
| 4 | 0.45 | 0.45 | \emptyset 6//0.10 | 5.65 |

Relativamente às zonas críticas, no que concerne ao espaçamento da armadura transversal, em que exige um diâmetro mínimo de $\emptyset \geq 6\text{mm}$, deverá também obedecer ao referido na equação (4-30):

$$s_w \leq \min \left\{ \frac{0.45}{2}; 0.175m; 8 \cdot 0.016 \right\} = \min \{0.225; 0.175; 0.128\} = 0.128m$$

No dimensionamento dos pilares não se adotaram dispensas de armaduras, apenas se procedeu à verificação do princípio (pilar forte/viga fraca) ao nível do primeiro piso, tendo o dimensionamento dos pilares à flexão e ao esforço transversal sido feito para este mesmo piso e replicado em altura para todos. Os esforços atuantes ao nível do primeiro piso eram condicionantes, pelo que, todas as verificações se consideram satisfeitas nos restantes. Realça-se o facto que todos os pilares cumpriram a condição de ductilidade, contudo esta regra não se aplica aos pilares do último piso.

5.5.3.3 Verificações de efeitos de 2.ª ordem

Para verificar a resistência da estrutura ao estado limite de utilização foram determinados os deslocamentos absolutos e relativos entre pisos para todos os nós. Como já referido, os efeitos de segunda ordem poderão ser desprezados caso seja verificada a condição indicada na equação (4-2). A carga total gravítica, devido a todos os pisos a verificar, incluindo o próprio, a força de corte sísmica no piso a verificar, o valor do deslocamento relativo entre pisos, são valores apresentados na Tabela 5-23 que permitiram o cálculo do coeficiente de sensibilidade, Θ .

Tabela 5-23 – Valores de coeficiente de sensibilidade

| Piso | P_{total} [kN] | V_{total} [kN] | d_r [m] | h [m] | Θ | $\Theta \leq 0,10$ |
|------|------------------|------------------|-----------|---------|----------|--------------------|
| 1 | 1706.70 | 298.97 | 0.011 | 2.7 | 0.02 | OK |
| 2 | 1260.40 | 270.43 | 0.019 | 2.7 | 0.03 | OK |
| 3 | 814.10 | 205.6 | 0.016 | 2.7 | 0.02 | OK |
| 4 | 367.80 | 108.8 | 0.01 | 2.7 | 0.01 | OK |

Deste modo, conclui-se que não é necessário ter em conta na presente análise os efeitos de segunda ordem, uma vez que $\Theta \leq 0,10$ em todos os pisos.

5.5.3.4 Verificação do critério de limitação de danos

Relativamente ao requisito de limitação de danos, associado a verificações em estado limite de serviço, foram determinados os deslocamentos absolutos e relativos entre pisos para todos os nós. Esta verificação será cumprida se verificar a condição indicada na equação (4-5). O valor do coeficiente de redução, v , a adotar é 0,4.

Tabela 5-24 – Verificação do requisito de limitação de danos

| Piso | v | d_r [m] | d_{rv} | $0.005h$ | $d_{rv} \leq 0.005h$ |
|------|-----|-----------|----------|----------|----------------------|
| 1 | 0.4 | 0.011 | 0.004 | 0.054 | OK |
| 2 | 0.4 | 0.019 | 0.008 | 0.054 | OK |
| 3 | 0.4 | 0.016 | 0.006 | 0.054 | OK |

| | | | | | |
|---|-----|-------|-------|-------|----|
| 4 | 0.4 | 0.010 | 0.004 | 0.054 | OK |
|---|-----|-------|-------|-------|----|

Deste modo, verifica-se que o requisito de limitação de danos é cumprido para todos os pisos. Dado ser um edifício de classe de importância II não carece de verificações adicionais.

5.5.3.5 Verificações complementares

A largura da viga, b_w , deverá respeitar o limite indicado na equação (4-10) do presente trabalho de projecto, que toma o valor de 0.80m. Não se verifica qualquer excentricidade entre o eixo da viga relativamente ao eixo do pilar. Deste modo, a largura da viga apresenta um valor de 0.25, pelo que se considera verificado o critério enunciado. Ainda relativamente às condições geométricas dos elementos estruturais, a geometria dos pilares não é condicionada uma vez que os efeitos de segunda ordem não foram tidos em conta, conforme se observa na Tabela 5-23.

5.5.4 Comparação com a estrutura base

Um dos objetivos principais deste trabalho consiste em analisar as diferenças resultantes do dimensionamento sísmico de estruturas à luz do RSA e EC8.

5.5.4.1 Propriedades dinâmicas

As frequências fundamentais e os modos de vibração de uma estrutura são características inerentes à própria estrutura e dependem apenas da sua massa e rigidez. Das análises dos vários modelos, as frequências associadas aos três primeiros modos de vibração após determinadas as secções finais, foram obtidas através da modelação no Robot. A Tabela 5-25 apresenta os valores obtidos para as 3 estruturas em estudo.

Tabela 5-25 – Valores das frequências fundamentais

| Descrição da estrutura | Modo de vibração | Frequência (Hz) | Período(s) | Participação da massa (%) | Massa total (kg) |
|-------------------------|------------------|-----------------|------------|---------------------------|------------------|
| Estrutura base - ICONS | 1 | 1.48 | 0.68 | 83.70 | 173983.98 |
| | 2 | 4.40 | 0.23 | 94.62 | 173983.98 |
| | 3 | 7.36 | 0.14 | 97.83 | 173983.98 |
| | 4 | 10.12 | 0.10 | 100.00 | 173983.98 |
| Estrutura - Dimens. RSA | 1 | 1.10 | 0.91 | 86.43 | 173983.98 |
| | 2 | 3.29 | 0.30 | 96.35 | 173983.98 |
| | 3 | 5.40 | 0.19 | 99.28 | 173983.98 |
| | 4 | 7.01 | 0.14 | 100.00 | 173983.98 |
| Estrutura - Dimens. EC8 | 1 | 2.19 | 0.46 | 81.32 | 173983.98 |
| | 2 | 7.35 | 0.14 | 93.51 | 173983.98 |
| | 3 | 14.27 | 0.07 | 98.37 | 173983.98 |
| | 4 | 21.38 | 0.05 | 99.99 | 173983.98 |

Como seria expectável a frequência do modo de vibração fundamental do EC8 é superior à correspondente frequência do RSA. Tal diferença, deve-se ao facto de a estrutura do EC8 ser muito mais rígida. O fator de participação modal indica a importância do respetivo modo no comportamento da estrutura logo, conclui-se que o primeiro modo de vibração assume uma maior importância, reduzindo assim a influência dos modos seguintes.

5.5.4.2 Forças sísmicas

Os resultados obtidos para as forças de corte basal segundo as estruturas dimensionadas pelo RSA e EC8 para a ação sísmica afastada são apresentados na Tabela 5-26.

Tabela 5-26 – Forças de corte basal

| Ação sísmica afastada | |
|-------------------------|---------------------------|
| Descrição da estrutura | Força de corte basal (kN) |
| Estrutura - Dimens. EC8 | 1166.06 |
| Estrutura - Dimens. RSA | 511.40 |

Observando o quadro acima, constata-se que existe um aumento geral dos valores de corte basal determinados pelo EC8 e RSA, uma vez que a rigidez das estruturas aumentou. As forças sísmicas calculadas através do EC8 são superiores às calculadas através do RSA. Tal diferença reside no facto dos valores espectrais de aceleração obtidos para a estrutura serem mais gravosos segundo a abordagem do EC8.

5.5.4.3 Deslocamentos

Na presente secção é efetuada uma análise aos deslocamentos máximos da estrutura após dimensionamento, devidos à ação sísmica, com o objetivo de comparar os efeitos de ação sísmica previstos nos dois regulamentos.

| Piso | Geometria inicial | | Geometria final | |
|------|-------------------|--------|-----------------|--------|
| | d [m] | dr [m] | d [m] | dr [m] |
| 1 | 0.013 | 0.005 | 0.028 | 0.028 |
| 2 | 0.030 | 0.018 | 0.058 | 0.030 |
| 3 | 0.048 | 0.018 | 0.078 | 0.020 |
| 4 | 0.055 | 0.007 | 0.090 | 0.013 |

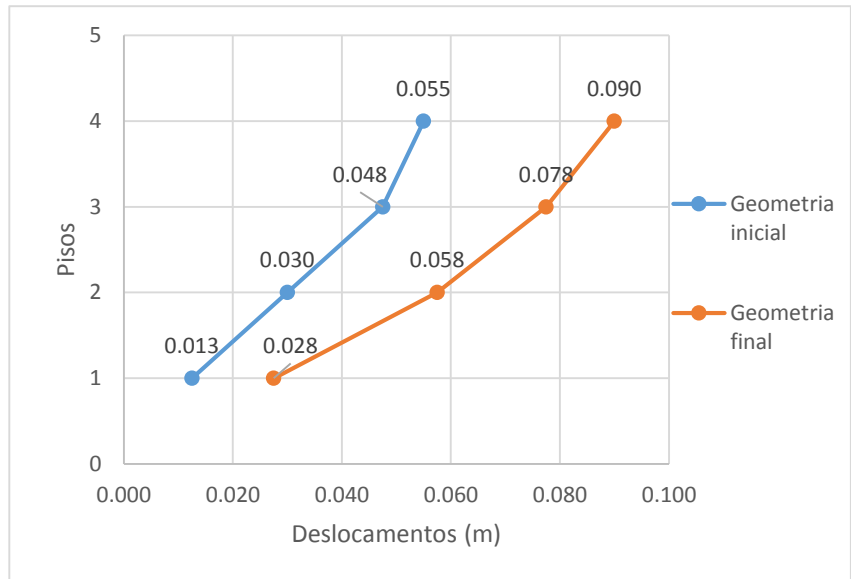


Figura 5-16 - Comparação de deslocamentos segundo o RSA para a geometria inicial e final

| Piso | Geometria inicial | | Geometria final | |
|------|-------------------|--------|-----------------|--------|
| | d [m] | dr [m] | d [m] | dr [m] |
| 1 | 0.026 | 0.026 | 0.011 | 0.011 |
| 2 | 0.061 | 0.035 | 0.030 | 0.019 |
| 3 | 0.092 | 0.031 | 0.046 | 0.016 |
| 4 | 0.108 | 0.016 | 0.056 | 0.010 |

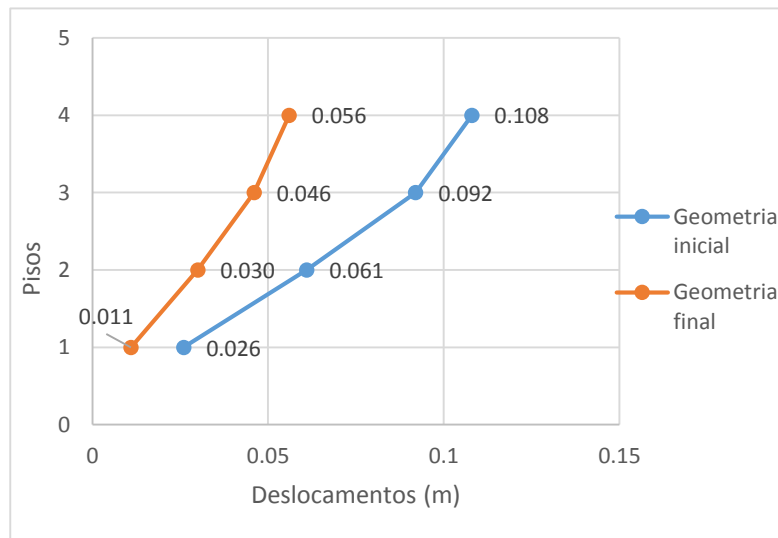


Figura 5-17 – Comparação de deslocamentos segundo o EC8 para a geometria inicial e final

Daqui se observa que os deslocamentos máximos após dimensionamento são muito inferiores quando comparados com a estrutura base. Este facto deve-se ao aumento da rigidez e à disposição dos elementos estruturais cumprindo a filosofia de dimensionamento do EC8, bem como os princípios de conceção estrutural enumerados no capítulo 3.

| Piso | EC8 | | RSA | |
|------|-------|--------|-------|--------|
| | d [m] | dr [m] | d [m] | dr [m] |
| 1 | 0.028 | 0.028 | 0.028 | 0.028 |
| 2 | 0.058 | 0.030 | 0.075 | 0.048 |
| 3 | 0.078 | 0.020 | 0.115 | 0.040 |
| 4 | 0.090 | 0.013 | 0.140 | 0.025 |

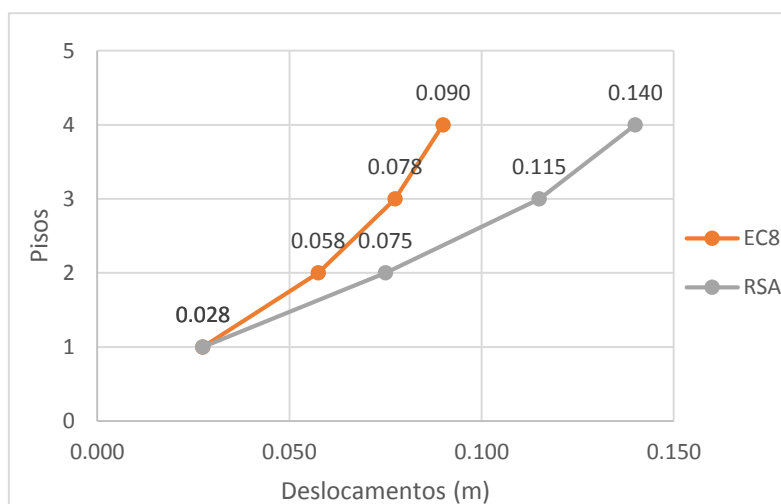


Figura 5-18 – Comparação de deslocamentos da solução final segundo o EC8 e RSA

Era espectável que os deslocamentos segundo a analogia do EC8 fossem significativamente menores relativamente à solução obtida com o RSA. Tal diferença deve-se ao facto do EC8 impor limites de deslocamentos, algo que no RSA não acontece. É importante ainda referir, que a solução obtida pelo EC8 face ao dimensionamento que a norma impõe, resulta uma estrutura mais rígida que conduz a valores de deslocamento menores face à solução obtida com o RSA.

5.5.4.4 Esforços de cálculo

Como se pode observar através dos resultados apresentados, os esforços, esforço transversal e momento fletor, são significativamente mais elevados pela abordagem do EC8. A primeira diferença entre os dois regulamentos pretende-se ao facto da adoção de diferentes valores de coeficiente de comportamento e espectros de resposta conduzindo a valores de esforços distintos.

Tabela 5-27 – Esforço de cálculo e áreas de armadura em vigas

| Elemento estrutural - Viga | Envolvente | RSA | | EC8 | |
|----------------------------|------------|----------|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|
| | | M (kN.m) | A _s (cm ²) | M (kN.m) | A _s (cm ²) |
| Apoio - A | - | 105.61 | 10.05 | 107.19 | 8.04 |
| | + | 66.61 | 6.79 | 48.42 | 4.52 |
| Vão A - B | | 26.19 | 2.26 | 17.17 | 4.52 |
| Apoio - B | - | 108.87 | 12.06 | 105.35 | 8.04 |
| | + | 41.09 | 6.79 | 44.69 | 4.52 |
| Vão B - C | | 19.68 | 2.26 | 17.62 | 4.52 |
| Apoio - C | - | 109.89 | 10.05 | 134.49 | 12.06 |
| | + | 82.67 | 8.04 | 117.61 | 10.05 |
| Vão C - D | | 13.74 | 4.02 | 12.10 | 4.02 |
| Apoio - D | - | 122.04 | 12.06 | 139.82 | 12.06 |

| | | | | | |
|--|---|--------|-------|--------|-------|
| | + | 109.98 | 12.06 | 122.93 | 10.05 |
|--|---|--------|-------|--------|-------|

Realça-se a diferente geometria adotada nas abordagens de dimensionamento segundo o RSA e o EC8, adotando uma secção de 0.25x0.35m² e 0.25x0.40m², respetivamente. Pela análise da tabela em cima, verifica-se que os resultados são semelhantes, contudo, os momentos negativos obtidos pelo EC8 são superiores face aos determinados pelo RSA.

A geometria dos pilares adotada para ambos os dimensionamentos, assentou numa secção transversal quadrada.

Tabela 5-28 – Geometria dos pilares

| Elemento estrutural - Pilar | RSA | | EC8 | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | B (m) | H (m) | B (m) | H (m) |
| Pilar 1 | 0.25 | 0.25 | 0.45 | 0.45 |
| Pilar 2 | 0.25 | 0.25 | 0.45 | 0.45 |
| Pilar 3 | 0.25 | 0.25 | 0.45 | 0.45 |
| Pilar 4 | 0.25 | 0.25 | 0.45 | 0.45 |

A armadura longitudinal dos pilares foi calculada com base no dimensionamento por capacidade resistente e dimensionamento direto, segundo o EC8 e RSA, respetivamente.

Tabela 5-29 - Esforço de cálculo e áreas de armadura longitudinal em pilares

| Elemento estrutural - Pilar | RSA | | | | EC8 | | | |
|-----------------------------|------|----------------------|------------------------|-----------------------------------|-----|----------------------|------------------------|-----------------------------------|
| | AC | N _{ED} [kN] | M _{ED} [kN.m] | A _s [cm ²] | AC | N _{ED} [kN] | M _{ED} [kN.m] | A _s [cm ²] |
| Pilar 1 | 0.06 | 443.93 | 73.96 | 12.06 | 0.2 | 456.3 | 223.27 | 25.13 |
| Pilar 2 | 0.06 | 665.44 | 79.67 | 12.06 | 0.2 | 636.9 | 223.27 | 25.13 |
| Pilar 3 | 0.06 | 641.72 | 85.53 | 16.08 | 0.2 | 708.78 | 364.26 | 29.45 |
| Pilar 4 | 0.06 | 429.52 | 77.55 | 12.06 | 0.2 | 541.29 | 364.26 | 39.27 |

Como se observa na Tabela 5-29, os valores dos momentos flectores segundo o EC8 são muito superiores aos determinados pelo RSA, de que resulta um aumento substancial nas áreas de armadura. Este facto é resultante da filosofia do EC8 que consiste num dimensionamento por capacidade resistente dos elementos e pela condição referida na equação (4-4), onde os momentos resistentes dos pilares são superiores ao das vigas 30%. Além desta condição, a percentagem de armadura longitudinal e o esforço normal reduzido têm parâmetros a cumprir conforme já mencionados, o que levou a uma prescrição adicional além dos esforços instalados na estrutura.

Os pilares P1 e P2 segundo a metodologia do EC8 foram dimensionados com armaduras superiores aquelas que os esforços exigiam devido ao cumprimento da taxa de armadura longitudinal atingir no mínimo 1%.

Na Tabela 5-30 apresentam-se as armaduras transversais nos pilares para as estruturas dimensionadas pelo RSA e EC8.

Tabela 5-30 - Esforço de cálculo e áreas de armadura transversal em pilares

| Elemento estrutural - Pilar | RSA | | EC8 | |
|--------------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | As (\emptyset) | As [cm ²] | As (\emptyset) | As [cm ²] |
| Pilar 1 | $\emptyset 6//0.20$ | 2.83 | $\emptyset 6//0.125$ | 4.52 |
| Pilar 2 | $\emptyset 6//0.125$ | 4.52 | $\emptyset 6//0.125$ | 4.52 |
| Pilar 3 | $\emptyset 6//0.175$ | 3.23 | $\emptyset 6//0.10$ | 5.65 |
| Pilar 4 | $\emptyset 6//0.20$ | 2.83 | $\emptyset 6//0.10$ | 5.65 |

Observa-se que a estrutura dimensionada segundo o EC8 apresenta maior taxa de armadura relativamente à estrutura concebida pelo RSA, uma vez que, segundo o EC8 as estruturas têm um comportamento dúctil, pelo que é necessária uma maior percentagem de armadura transversal que confine a secção. Para aumentar a ductilidade destes elementos é desejável que se aumente a extensão máxima que o betão pode suportar, através do confinamento do betão que consiste em colocar armaduras transversais de modo a cintá-lo, gerando compressão normal ao eixo longitudinal do pilar à custa da tração destas armaduras.

As armaduras adotadas para os pilares P1 e P2 foram atribuídas para garantir o cumprimento do espaçamento mínimo de 0.128m.

5.5.4.5 Quantidade de material

Com as secções transversais definidas para cada um dos elementos que constituem a estrutura resistente do pórtico é possível fazer uma comparação com os resultados do modelo inicial e entre os dois regulamentos conforme se apresenta na Tabela 5-31.

Tabela 5-31 – Comparação de quantidades de betão

| | Modelo inicial | Solução final - EC8 | Solução final - RSA |
|---------|-----------------|---------------------|---------------------|
| | Quantidade (m3) | Quantidade (m3) | Quantidade (m3) |
| Vigas | 6.25 | 5.00 | 4.38 |
| Pilares | 3.86 | 8.75 | 2.70 |
| Total | 10.11 | 13.75 | 7.08 |

Refira-se que a solução final segundo o EC8 apresenta uma solução mais robusta face à solução segundo o RSA apresentando um volume de betão superior em cerca de 50%. O modelo inicial apresenta um volume de betão superior à solução final obtida segundo o RSA, contudo a sua conceção é muito

deficiente e a sua resistência a ações horizontais é muito reduzida face à disposição, geometria dos elementos estruturais e quebras de armadura em pilares.

Depois de determinadas as armaduras de flexão e esforço transverso, cumprindo todos os requisitos do EC2, EC8 e REBAP, foram quantificadas as armaduras totais de flexão e esforço transverso, separadamente, para cada caso de estudo.

Na Tabela 5-32 são apresentadas as quantidades de aço, relativas às armaduras longitudinais e transversais, tanto para os pilares como para as vigas, e também os resultados relativos a essa quantidade total de aço para cada caso de estudo

Tabela 5-32 - Comparação de quantidades de aço

| Elemento | | Estrutura inicial | Estrutura final - EC8 | Estrutura final - RSA |
|--------------|--------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | Quantidade (kg) | Quantidade (kg) | Quantidade (kg) |
| Vigas | Longitudinal | 423.92 | 620.74 | 568.68 |
| | Transversal | 84.93 | 163.20 | 80.48 |
| Pilares | Longitudinal | 301.94 | 1008.9 | 462.14 |
| | Transversal | 67.71 | 153.41 | 51.84 |
| Total | | 878.50 | 1946.25 | 1163.14 |

Como era espectável, a estrutura final concebida segundo o EC8 apresenta uma maior quantidade de aço em todos os elementos estruturais com particular importância aos pilares, dada a filosofia de dimensionamento prevista.

Relativamente às armaduras transversais dos pilares, verifica-se que existe uma maior taxa de armadura de esforço transversos nos pilares segundo a solução do EC8, uma vez que o dimensionamento tem em conta o princípio do dimensionamento por capacidade resistente. Justifica-se este facto, não só pela aplicação do referido princípio, mas principalmente pelas regras rígidas de espaçamento transversal que o EC8 impõe, conforme a equação (4-32).

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO

Após revisão bibliográfica sobre modelos de quantificação da ação sísmica, concepção e análise de edifícios sísmo-resistentes e projeto de edifícios de betão armado de acordo com a EN 1998-1, o presente trabalho desenvolveu um caso de estudo que permitiu avaliar o impacto que a ação sísmica regulamentar pode ter sobre estruturas existentes que não possuem a resistência lateral adequada. Complementarmente, foi possível estabelecer comparações entre a magnitude das ações sísmicas definidas no RSA e na EN 1998-1 e ainda avaliar as diferenças obtidas em termos de dimensionamento de acordo com estas duas filosofias regulamentares. O caso de estudo foi desenvolvido com o apoio de uma ferramenta de cálculo baseada no Método dos Elemento Finitos, o que permitiu explorar competências no domínio da simulação numérica de estruturas. Assim sendo, do ponto de vista global, foram atingidos os seguintes objetivos descritos no plano de trabalhos inicial:

- Consolidar e aumentar competências sobre o projeto de estruturas porticadas de betão armado;
- Adquirir competências sobre a modelação e análise de estruturas de betão com a ajuda de ferramentas de cálculo automático baseadas no Método dos Elementos Finitos;
- Ganhar sensibilidade sobre a importância relativa entre ações gravíticas, ação do vento e ação sísmica;
- Compreender as diferenças entre as formas de definição da ação sísmica consagradas no RSA e na EN 1998-1;
- Compreender e aplicar as disposições particulares da EN 1998-1 relativas ao projeto de estruturas de betão armado;
- Comparar resultados de dimensionamento obtidos com base em filosofias regulamentares distintas.

Do ponto de vista particular e no que diz respeito às diferenças entre as duas abordagens regulamentares estudadas, são retiradas as seguintes conclusões:

- Relativamente aos requisitos de desempenho o RSA apenas prescreve uma exigência ao não colapso, isto é, apenas tem em consideração a verificação associada à proteção de vidas humanas não fazendo referência a qualquer verificação de limitação de danos, sendo, portanto, que o EC8 apresenta com mais detalhe em caso de ocorrência de sismo a importância da limitação de perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das estruturas de proteção civil importantes, além da proteção de vidas humanas;
- Na abordagem do RSA a ação sísmica é considerada como uma ação variável, por conseguinte, apresenta uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos, ou seja, um período de retorno de 975 anos. Sendo considerada uma ação variável, obrigatoriamente, está afetada de um coeficiente parcial de segurança de 1,5 quando combina com as restantes ações para efeito de verificação de estado limite último. Desta forma, estamos perante uma discrepância entre os 475 anos propostos pelo EC8 e os 975 anos propostos pelo RSA;
- O zonamento sísmico adotado pelo EC8 preconiza um zonamento muito mais detalhado em comparação com o disposto pelo RSA, em que apenas apresenta 4 zonas sísmicas. Além disso, o EC8 apresenta um zonamento de território em função do tipo de ação sísmica contrariamente ao zonamento único que o RSA considera para os dois tipos de sismo;
- A aplicação de modelo e métodos de análise simplificada, de acordo com o RSA e EC8, esta condicionada, para o primeiro regulamento, pela distinção entre edifícios correntes e não correntes, e para ao último pelos critérios de regularidade estrutural. Deste modo é possível verificar que a aplicabilidade dos modelos e métodos de análise é muito mais restrita no EC8 face ao preconizado pelo RSA, na medida em que a classificação da regularidade estrutural é muito trabalhosa e mais rigorosa;
- Como principal consequência destes critérios, existe a obrigatoriedade de utilizar análises mais complexas, nomeadamente análises dinâmicas não-lineares recorrendo a modelos tridimensionais, no caso de não cumprir os critérios;
- Ambos os regulamentos preveem o conceito de coeficiente de comportamento, contudo na fase inicial de análise da estrutura, o REBAP, apenas enuncia duas classes de ductilidade (normal e melhorada) com valores que variam em função do sistema estrutural, face às três classes adotadas pelo EC8;

- Para estruturas de ductilidade baixa (DCL), o EC8 adota um valor menor ou igual que 1.5, valor que é menor que o valor preconizado pelo REBAP para a classe de ductilidade normal (2.5 para estruturas em pórtico);
- No que diz respeito à classe de ductilidade média (DCM), o EC8 preconiza valores máximos consoante o tipo de estrutura, tomando valor de 3.3 a 4.5 para estruturas porticadas face ao valor de 3.5 proposto pelo REBAP para estruturas porticadas na classe de ductilidade melhorada;
- Por fim, para as estruturas de classe de ductilidade alta (DCH) que não fazem correspondência a qualquer classe proposta pelo RSA, ascendem valores de coeficientes de comportamento elevados. Contudo, na filosofia do EC8, o valor do coeficiente de comportamento poderá tomar valores entre 4.95 a 6.75 para estruturas porticadas, que são muito superiores à classe de ductilidade mais elevada adotada pelo RSA, ductilidade melhorada;
- Perante este cenário de discrepância entre as legislações, é imperativo afirmar, que a pormenorização das estruturas com esta classe de ductilidade será muito mais exigente no EC8 do que para a classe de ductilidade melhorada do REBAP;
- Uma das grandes vantagens do dimensionamento de estruturas sujeitas à ação sísmica segundo o EC8 é o facto de ter em conta a sua capacidade de dissipação de energia através da ductilidade das mesmas, reforçando esta filosofia com verificações de segurança e regras específicas para edifícios. Esta filosofia inicia-se com os princípios básicos de conceção, adotando uma estrutura capaz suportar todos os requisitos previstos no EC8.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Durante o desenvolvimento do presente trabalho, várias ideias e sugestões de atuação foram surgindo, mas que acabaram por não ser seguidas por se revelarem incompatíveis com o horizonte temporal para a sua conclusão. Assim sendo, são realizadas as seguintes sugestões para desenvolvimentos futuros:

- Analisar a segurança da estrutura inicial (existente) não à luz da Parte 1 do EC8 (aplicável a estruturas novas) mas sim considerado as disposições da Parte 3 do EC8, especialmente dedicada à avaliação de segurança de estruturas existentes;
- Avaliar a adequação dos coeficientes de comportamento preconizados pelo RSA e pela EN 1998-1, utilizando modelos de análise não-linear para obter a resposta estrutural da estrutura considerando o comportamento dissipativo dos materiais;
- Considerar a influência dos panos de enchimento em alvenaria na obtenção da resposta estrutural da estrutura porticada e, conseqüentemente, na sua verificação de segurança;
- Avaliar eventuais medidas de reforço estrutural que permitissem garantir a segurança sísmica da estrutura existente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CEN, Eurocódigo 1: Acções estruturais Parte 1-1: Acções gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2010;
- [1] CEN, Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão, Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, NP EN 1992-1-1, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2010;
- [2] Figueiras, J. e Barros, H. – *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão segundo o Eurocódigo 2*, FEUP, Porto, 2010;
- [3] Cachim, P.B. e Morais, M.M. – *Estruturas de Betão – Bases de Cálculo segundo o Eurocódigo 2*, Publindústria, Porto, 2013;
- [4] Appleton, J. – *Estruturas de Betão – Vols. I e II*, Orion, Lisboa, 2013;
- [5] Brazão Farinha. J.S. – *RSA Anotado – Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes incluindo Eurocódigos*, Edições Gustave Eiffel, Lisboa, 2006;
- [6] Lopes, M. *et al* – *Sismos e Edifícios*, Orion, Lisboa, 2008;
- [7] Chopra, A.K. – *Dynamics of Structures – Theory and Application to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey, 2002;
- [8] CEN, Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos, Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios, NP EN 1998-1, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2010.
- [9] Costa, A (2011) - Projecto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1. Ordem dos engenheiros – Seminário – Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projecto de Edifícios, 11 de Novembro, Lisboa.
- [9] Lopes, Hugo (2007) – Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP, Dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado. Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- [10] Jacinto, Luciano (2014) - Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [11] Fardis, M.; Carvalho, E; et al, *Designer’s Guide to EN1998-1 and EN1998-5*, Thomas Telford, London, 2005.

[12] Appleton, J. ; Gomes, A. (1988) – “Noções sobre concepção de edifícios em zonas sísmicas”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

[13] Carvalho, E.C., Coelho, E. e Campos Costa, A. (1999). “*Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames: characteristics of the test specimens, materials and testing conditions*”. ICONS Report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures. LNEC, Lisboa, Portugal.

ANEXO I – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA ESTRUTURA INICIAL À AÇÃO SÍSMICA SEGUNDO O RSA

| Elemento | b [m] | h [m] | Ac [m ²] | F _{cd} [kPa] | Armadura | A _s (cm ²) | f _{yd} [kPa] | N _{cqp} | M _{rd} | M _{ed, ASTII_RSA} | N _{ed, ASTII_RSA} |
|----------|-------|-------|----------------------|-----------------------|-----------|-----------------------------------|-----------------------|------------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|
| Pilar 1 | 0.2 | 0.4 | 0.08 | 10700 | 6Ø12 | 6.79 | 348000 | 330.79 | 77.72 | 29.82 | 448.12 |
| Pilar 2 | 0.6 | 0.25 | 0.15 | 10700 | 8Ø16+2Ø12 | 18.34 | 348000 | 684.26 | 110.34 | 288.80 | 685.08 |
| | 0.5 | 0.25 | 0.13 | 10700 | 4Ø16+2Ø12 | 10.3 | 348000 | 508.3 | 75.23 | 173.90 | 509.97 |
| Pilar 3 | 0.2 | 0.4 | 0.08 | 10700 | 8Ø12 | 9.05 | 348000 | 472.47 | 83.55 | 28.25 | 535 |
| | 0.2 | 0.4 | 0.08 | 10700 | 6Ø12 | 6.79 | 348000 | 344.31 | 77.72 | 37.42 | 378.84 |
| Pilar 4 | 0.2 | 0.3 | 0.06 | 10700 | 6Ø12 | 6.79 | 348000 | 218.68 | 48.34 | 18.61 | 272 |

| Elemento | b (m) | h(m) | d(m) | Zona (m) | Armadura | A _s (cm ²) | M _{rd} | M _{ed, ASTII_RSA} |
|---------------|-------|------|---------|-----------|-----------|-----------------------------------|-----------------|----------------------------|
| Viga - Piso 1 | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Apoio - 1 | 2Ø12+2Ø16 | 6.28 | -89.38 | -68.98 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Apoio - 1 | 2Ø12 | 2.26 | 34.13 | 55.47 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Meio vão | 2Ø12+2Ø16 | 6.28 | 89.38 | -21.76 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Apoio - 2 | 5Ø16+2Ø12 | 12.31 | -157.63 | -193.4 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Apoio - 2 | 2Ø12 | 2.26 | 34.13 | 110.65 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Meio vão | 2Ø12+2Ø16 | 6.28 | 89.38 | 62.21 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Apoio - 3 | 2Ø12+2Ø16 | 6.28 | -89.38 | -80.73 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Apoio - 3 | 2Ø12 | 2.26 | 34.13 | 48.23 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Meio vão | 3Ø12 | 3.39 | 50.38 | -16.23 |
| | 0.25 | 0.5 | 0.45 | Apoio 4 | 3Ø12 | 3.39 | -50.38 | -41.67 |
| 0.25 | 0.5 | 0.45 | apoio 4 | 2Ø12 | 2.26 | 34.13 | 36.65 | |

ANEXO II – DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE PILARES SEGUNDO O RSA

| Secção | b | h | N_{ED} [kN] | M_{ED} [kN.m] | $A_{s, min}$ [cm ²] | $A_{s, max}$ [cm ²] | A_s [cm ²] | A_s (Ø) | $A_{s, adotada}$ [cm ²] | ρ |
|---------|------|------|---------------|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|-----------|-------------------------------------|--------|
| Pilar 1 | 0.25 | 0.25 | 443.93 | 73.96 | 3.75 | 37.5 | 9.38 | 6Ø16 | 12.06 | 1.93% |
| Pilar 2 | 0.25 | 0.25 | 665.44 | 79.67 | 3.75 | 37.5 | 11.48 | 6Ø16 | 12.06 | 1.93% |
| Pilar 3 | 0.25 | 0.25 | 641.72 | 85.53 | 3.75 | 37.5 | 12.68 | 8Ø16 | 16.08 | 2.57% |
| Pilar 4 | 0.25 | 0.25 | 429.52 | 77.55 | 3.75 | 37.5 | 10.36 | 6Ø16 | 12.06 | 1.93% |

| Secção | b | h | V_{ED} [kN] | $V_{rd,c}$ [kN.m] | $V_{rd,máx}$ [kN] | A_{sw}/s [cm ² /m] | A_s (Ø) | $A_{s, adotada}$ [cm ² /m] |
|---------|------|------|---------------|-------------------|-------------------|---------------------------------|-----------|---------------------------------------|
| Pilar 1 | 0.25 | 0.25 | 47.97 | 74.31 | 180.25 | 2.23 | Ø6//0.20 | 2.83 |
| Pilar 2 | 0.25 | 0.25 | 53.97 | 74.31 | 180.25 | 4.47 | Ø6//0.125 | 4.52 |
| Pilar 3 | 0.25 | 0.25 | 60.45 | 78.47 | 180.25 | 2.80 | Ø6//0.175 | 3.23 |
| Pilar 4 | 0.25 | 0.25 | 51.59 | 96.24 | 294.95 | 1.89 | Ø6//0.20 | 2.83 |

ANEXO III – DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE VIGAS SEGUNDO O RSA

| Localização | Piso 1 | |
|-------------------|--------|---|
| Geometria da viga | | |
| <i>b</i> - | 0.25 | m |
| <i>h</i> - | 0.35 | m |
| <i>c</i> - | 0.05 | m |
| <i>d</i> - | 0.30 | m |

| Secção | Envolvente | M _{ED} [kN.m] | A _s [cm ²] | A _s (∅) | A _s (∅) adotada | P |
|-----------|------------|------------------------|-----------------------------------|--------------------|----------------------------|-------|
| Apoio - A | - | 105.51 | 9.72 | 5∅16 | 10.05 | 1.34% |
| | + | 66.61 | 5.66 | 6∅12 | 6.79 | 0.91% |
| Vão A-B | | 26.19 | 2.07 | 2∅12 | 2.26 | 0.30% |
| Apoio - B | - | 108.87 | 10.14 | 6∅16 | 12.06 | 1.61% |
| | + | 41.09 | 3.34 | 6∅12 | 6.79 | 0.91% |
| Vão B-C | | 19.68 | 1.55 | 2∅12 | 2.26 | 0.30% |
| Apoio - C | - | 109.89 | 10.28 | 5∅16 | 10.05 | 1.34% |
| | + | 82.67 | 7.28 | 4∅16 | 8.04 | 1.07% |
| Vão C-D | | 13.74 | 1.10 | 2∅16 | 4.02 | 0.54% |
| Apoio - D | - | 122.04 | 11.79 | 6∅16 | 12.06 | 1.61% |
| | + | 109.98 | 10.28 | 6∅16 | 12.06 | 1.61% |

| Secção | V _{ED} [kN] | V _{rd,c} [kN.m] | V _{rd,máx} [kN] | A _{sw} /s [cm ² /m] | A _s (∅) | A _s (∅) adotada | ρ |
|---------|----------------------|--------------------------|--------------------------|---|--------------------|----------------------------|-------|
| Vão A-B | 72.8 | 55.06 | 245.79 | 2.48 | ∅6//0.20 | 2.83 | 0.32% |
| Vão B-C | 58.06 | 55.06 | 245.79 | 1.98 | ∅6//0.25 | 2.26 | 0.26% |
| Vão C-D | 106.82 | 55.06 | 245.79 | 3.64 | ∅6//0.15 | 3.77 | 0.43% |

ANEXO IV – DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE VIGAS SEGUNDO O EC8

| Localização | Piso 1 | |
|-------------------|--------|---|
| Geometria da viga | | |
| <i>b</i> - | 0.25 | m |
| <i>h</i> - | 0.40 | m |
| <i>c</i> - | 0.05 | m |
| <i>d</i> - | 0.35 | m |

| Cálculo de armadura longitudinal | | | | | |
|----------------------------------|------------|------------------------|-----------------------------------|--------------------|----------------------------|
| Secção | Envolvente | M _{ED} [kN.m] | A _s [cm ²] | A _s (Ø) | A _s (Ø) adotada |
| Apoio - A | - | 107.19 | 8.01 | 4Ø16 | 8.04 |
| | + | 48.42 | 3.34 | 4Ø12 | 4.52 |
| Vão A-B | | 17.17 | 1.13 | 4Ø12 | 4.52 |
| Apoio - B | - | 105.35 | 7.84 | 4Ø16 | 8.04 |
| | + | 44.69 | 3.10 | 4Ø12 | 4.52 |
| Vão B-C | | 17.62 | 1.21 | 4Ø12 | 4.52 |
| Apoio - C | - | 134.49 | 10.50 | 6Ø16 | 12.06 |
| | + | 117.61 | 8.93 | 5Ø16 | 10.05 |
| Vão C-D | | 12.1 | 0.80 | 2Ø16 | 4.02 |
| Apoio - D | - | 139.82 | 10.98 | 6Ø16 | 12.06 |
| | + | 122.93 | 9.41 | 5Ø16 | 10.05 |

| Verificação | | | | | |
|-------------|------------|--------------------|----------|------------|--------------|
| Secção | Envolvente | As (\emptyset) | As (cm2) | ρ (%) | ρ_{max} |
| Apoio - A | - | 4 \emptyset 16 | 8.04 | 0.92% | 1.36% |
| | + | 4 \emptyset 12 | 4.52 | 0.52% | 0.96% |
| Vão A-B | | 4 \emptyset 12 | 4.52 | 0.52% | 0.96% |
| Apoio - B | - | 4 \emptyset 16 | 8.04 | 0.92% | 1.36% |
| | + | 4 \emptyset 12 | 4.52 | 0.52% | 0.96% |
| Vão B-C | | 4 \emptyset 12 | 4.52 | 0.52% | 0.96% |
| Apoio - C | - | 6 \emptyset 16 | 12.06 | 1.38% | 1.82% |
| | + | 5 \emptyset 16 | 10.05 | 1.15% | 1.59% |
| Vão C-D | | 2 \emptyset 16 | 4.02 | 0.46% | 0.90% |
| Apoio - D | - | 6 \emptyset 16 | 12.06 | 1.38% | 1.82% |
| | + | 5 \emptyset 16 | 10.05 | 1.15% | 1.59% |

| Cálculo de momentos resistentes | | | | |
|---------------------------------|------------|---------------|------------|----------|
| Secção | Envolvente | ω_{rd} | μ_{rd} | M_{Rd} |
| Apoio - A | - | 0.200 | 0.176 | 107.61 |
| | + | 0.112 | 0.105 | 64.14 |
| Apoio - B | - | 0.200 | 0.176 | 107.61 |
| | + | 0.112 | 0.105 | 64.14 |
| Apoio - C | - | 0.300 | 0.245 | 150.31 |
| | + | 0.250 | 0.212 | 129.89 |
| Apoio - D | - | 0.300 | 0.245 | 150.31 |
| | + | 0.250 | 0.212 | 129.89 |

| Cálculo de armadura transversal | | | | | | |
|---------------------------------|--------------|----------------------|----------------------|------------------------|---|-------------------|
| Secção | l_{cl} [m] | M_{Rd,bi^-} [kN.m] | M_{Rd,bj^+} [kN.m] | $V_{g+\psi_{2q}}$ [kN] | $V_{ed} = \frac{MR_{d,bi^-} + MR_{d,bj^+}}{l_{cl}} + V_{g+\psi_{2,q}}$ [kN] | $V_{Rd,max}$ [kN] |
| Vão A-B | 5 | 107.61 | 64.14 | 38.09 | 72.44 | 327.40 |
| Vão B-C | 5 | 107.61 | 129.89 | 38.38 | 85.88 | 327.40 |
| Vão C-D | 2.5 | 150.31 | 129.89 | 18.88 | 130.96 | 327.40 |

| Secção | S_w | $A_{sw/s}$ | $A_{sw/s}$ (adotada) | $A_{sw/s}$ (adotada) /ramo | ρ_w |
|---------|-------|------------|----------------------|----------------------------|----------|
| Vão A-B | 0.10 | 2.11 | Ø6//0.10 | 5.65 | 2.26% |
| Vão B-C | 0.10 | 2.51 | Ø6//0.10 | 5.65 | 1.41% |
| Vão C-D | 0.10 | 3.82 | Ø6//0.10 | 5.65 | 11.30% |

ANEXO V – DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE PILARES SEGUNDO O EC8

| Cálculo de armadura longitudinal | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|-------|-------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------|-------|----------|--------------------------|-------------------|---------------------------|------------|
| Pilar | b [m] | h [m] | $M_{Rb,esq}$ [kN] | $M_{Rb,direita}$ [kN] | ΣM_{Rd} [kN] | $\Sigma M_{Rc} = 1,3 \Sigma M_{Rb}$ | $A_{s,min}$ [cm ²] | $A_{s,max}$ [cm ²] | N_{ed} [kN] | ν | l_{cr} | A_s [cm ²] | $A_s (\emptyset)$ | $A_s (\emptyset)$ adotada | ρ (%) |
| 1 | 0.45 | 0.45 | 107.61 | 64.14 | 171.75 | 223.27 | 1.049 | 81 | 456.3 | 0.11 | 0.45 | 16.04 | 8Ø20 | 25.13 | 1.24% |
| 2 | 0.45 | 0.45 | 107.61 | 64.14 | 171.75 | 223.27 | 1.464 | 81 | 636.9 | 0.16 | 0.45 | 12.34 | 8Ø20 | 25.13 | 1.24% |
| 3 | 0.45 | 0.45 | 150.31 | 129.89 | 280.20 | 364.26 | 1.629 | 81 | 708.78 | 0.18 | 0.45 | 27.56 | 6Ø25 | 29.45 | 1.45% |
| 4 | 0.45 | 0.45 | 150.31 | 129.89 | 280.20 | 364.26 | 1.244 | 81 | 541.29 | 0.13 | 0.45 | 31.06 | 8Ø25 | 39.27 | 1.94% |

| Cálculo de armadura transversal | | | | | | | | |
|---------------------------------|-------|-------|-----------------|--------|--------------|------------|----------------------|----------------------------|
| Pilar | b [m] | h [m] | ΣM_{Rd} | Ved | $V_{Rd,max}$ | $A_{sw/s}$ | $A_{sw/s}$ (adotada) | $A_{sw/s}$ (adotada) /ramo |
| 1.00 | 0.45 | 0.45 | 171.75 | 139.94 | 619.40 | 3.57 | Ø6//0.125 | 4.52 |
| 2.00 | 0.45 | 0.45 | 171.75 | 139.94 | 619.40 | 3.57 | Ø6//0.125 | 4.52 |
| 3.00 | 0.45 | 0.45 | 280.20 | 228.31 | 619.40 | 5.55 | Ø6//0.10 | 5.65 |
| 4.00 | 0.45 | 0.45 | 280.20 | 228.31 | 619.40 | 5.55 | Ø6//0.10 | 5.65 |