

# **ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM QUARTEL DE BOMBEIROS EM BETÃO ARMADO**

**MARIA MIGUEL FERREIRA COSTA LEITE**

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

---

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel de Menezes e Carneiro de  
Barros

---

Coorientador: Engenheiro Jerónimo Botelho

JULHO DE 2022

## **MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2021/2022**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ [m.ec@fe.up.pt](mailto:m.ec@fe.up.pt)

*Editado por:*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2021/2022 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmão,

*“A arte da vida consiste em fazer da vida uma obra de arte.”*

*Mahátma Gándhí*



## **AGRADECIMENTOS**

É com muito prazer que menciono todas as pessoas que de alguma forma fizeram parte do meu caminho e que me ajudaram a desenvolver este projeto da melhor maneira possível.

Começo por agradecer ao meu orientador, Professor Doutor Rui Carneiro Barros, o qual se demonstrou sempre disponível para me ajudar, agradeço todos os ensinamentos e todo o carinho pela forma com que me acompanhou durante esta etapa desde início ao fim.

Ao meu coorientador, o Engenheiro Jerónimo Botelho, da empresa CERNE Projetos e Consultoria, LDA, agradeço a forma atenciosa com que me recebeu e orientou no decorrer deste trabalho, tendo sido bastante compreensível comigo. A Engenheira Sofia, a qual tive o prazer de conhecer nesta empresa, agradeço toda a ajuda disponibilizada.

Gostaria de prestar os meus especiais agradecimentos aos meus pais, por todo o apoio durante este percurso, pois sem eles não tinha sido possível, por todo o carinho, por toda a compreensão, mesmo nos momentos mais complicados, por todo o tempo dispensado e, acima de tudo, por estarem sempre presentes. Ao meu irmão, agradeço por todo o carinho e apoio nesta etapa.

Aos meus avós, os quais tiveram sempre presentes e em especial à minha avó materna, uma vez que se demonstrou sempre interessada e espero que orgulhosa.

Agradeço ao meu parceiro, Tomás Maia, por toda a compreensão e apoio no decorrer nesta etapa, pela confiança e força para seguir em frente e não desanimar e pela paciência nos momentos mais complicados.

Por último, mas não menos importante, aos meus amigos que me acompanharam sempre nesta batalha e com quem partilhei momentos de diversão e muitas horas de trabalho só tenho de agradecer, nunca me esquecerei do que fizeram por mim e do quão importantes foram para a minha caminhada.



## RESUMO

A presente dissertação tem como principal objetivo a verificação da segurança sísmica de um edifício existente em betão armado, edifício de treinos pertencente ao quartel do Batalhão de Sapadores Bombeiros do Porto, denominado desta dissertação por “Casa Escola” BSP, a partir da aplicação da nova regulamentação sísmica, a qual surgiu com a principal finalidade de formalizar e completar a curta análise do estudo sísmico que se efetuava no passado nas construções em Portugal, visto que o efeito da ação sísmica era um fator pouco relevante. Esta nova regulamentação está associada ao aparecimento da Portaria n. °302/2019 que, por sua vez, remete para os Eurocódigos 8, parte 1 e 3 e para o relatório publica pelo LNEC.

O edifício em estudo foi projeto no ano de 1949, o que significa que teve por base a regulamentação antiga que por consequência revela uma pouca importância perante este assunto e, nesse modo, será avaliada a resistência do edifício à ação sísmica segundo os novos requisitos expressos nas normas citadas de forma averiguar-se se o edifício em estudo se encontra em segurança ou se necessita da execução de um projeto de reforço sísmico.

Começou-se por contextualizar a presente dissertação com o objetivo proposto e para isso apresenta-se algumas condições exibidas na nova regulamentação, fornecendo também algumas comparações pontuais entre esta e a regulamentação antiga. Com esta informação aplicou-se os critérios fundamentais ao edifício em estudo para que, posteriormente, fosse possível avaliar a estrutura de edifício.

Para a modelação numérica utilizou-se o programa de calculo automático, o Autodesk Robot Structural Analysis (ROBOT). Além disso, é a partir deste programa que se realiza o método de análise por forças laterais. Após isto, a admissibilidade deste método foi, novamente, avaliada pelas relações entre a exigência e a capacidade, condições impostas pelo EC8-3, que nesta dissertação realizou-se ao nível dos momentos fletores para os três estados limites considerados, sendo eles o estado limite de colapso iminente (NC), de danos severos (SD) e de limitação de danos (DL).

Por último, de acordo com o LNEC, que dá relevância a três metodologias, verificou-se a segurança sísmica tendo como base o método III, método de referência, sendo avaliadas as rotações da corda e as resistências ao corte de todos os elementos estruturais.

**PALAVRAS-CHAVE:** Verificação da segurança sísmica; Análise Sísmica; NP EN 1998 (EC8); Modelação Numérica; Solução de Reforço Estrutural.



## **ABSTRACT**

The main purpose of this dissertation is to verify the seismic safety of an existing reinforced concrete building, a training building belonging to the barracks of the Porto Fire Brigade, called "Casa Escola BSP". It is motivated from the application of the new seismic regulations, which emerged with the main purpose of formalizing and completing the short analysis of the seismic study that was performed in the past for buildings in Portugal, since the effect of seismic action was then a factor of little relevance. This new regulation is associated with the emergence of Portaria n. °302/2019, which in turn, refers to Eurocodes 8, part 1 and 3 and to a recent report published by LNEC.

The building under study was designed in the year 1949, which means that it was based on the old regulations that, consequently, reveal little importance in this matter; the resistance of the building to seismic action will be evaluated according to the new requirements expressed in the mentioned standards, in order to find out if the building under study is safe or if it will be necessary a seismic reinforcement project.

For the by contextualizing of the present dissertation with the proposed objective, some conditions shown in the new regulations are presented, also providing some specific comparisons between these and the old regulations. With this information, the fundamental criteria were applied to the building under study so that, afterwards, it was possible to evaluate the building structure.

For the numerical modeling, the automatic calculation program Autodesk Robot Structural Analysis (ROBOT) was used. In addition, it is from this program that the method of analysis by lateral forces is performed. After this, the admissibility of this method was, again, evaluated by the relations between the requirement and the capacity, conditions imposed by EC8-3. In this dissertation this was performed at the level of the bending moments for the three limit states considered, which are the limit states of collapse (NC), severe damage (SD) and damage limitation (DL).

Finally, according to LNEC report that gives relevance to three methodologies, the seismic safety was verified based on method III (the reference method), being evaluated the chord rotations and the shear strengths of all structural elements.

**KEYWORDS:** Seismic safety verification; Seismic Analysis; NP EN 1998 (EC8); Numerical Modelling; Structural Reinforcement Solution.



## ÍNDICE GERAL

|                                                                              |          |
|------------------------------------------------------------------------------|----------|
| AGRADECIMENTOS .....                                                         | i        |
| RESUMO .....                                                                 | iii      |
| ABSTRACT .....                                                               | v        |
| <br>                                                                         |          |
| <b>1. INTRODUÇÃO .....</b>                                                   | <b>1</b> |
| 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL .....                                               | 1        |
| 1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO .....                                          | 2        |
| 1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....                                          | 3        |
| <br>                                                                         |          |
| <b>2. REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA EM PORTUGAL DE ACORDO COM A EN 1998-1 .....</b> | <b>4</b> |
| 2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....                                            | 5        |
| 2.2. REQUISITOS FUNDAMENTAIS .....                                           | 5        |
| 2.3. CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE TERRENO .....                                  | 5        |
| 2.4. AÇÃO SÍSMICA .....                                                      | 6        |
| 2.4.1. ZONAS SÍSMICAS .....                                                  | 6        |
| 2.4.2. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA .....                                   | 7        |
| 2.5. CLASSES DE IMPORTÂNCIA .....                                            | 9        |
| 2.6. REGULARIDADE ESTRUTURAL .....                                           | 10       |
| 3.6.1. REGULARIDADE ESTRUTURAL EM PLANTA .....                               | 11       |
| 3.6.2. REGULARIDADE ESTRUTURAL EM ALTURA .....                               | 11       |
| 2.7. COEFICIENTES DE SOLO .....                                              | 12       |
| 2.8. CLASSES DE DUCTILIDADE .....                                            | 12       |
| 2.9. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO .....                                     | 13       |
| 2.10. COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....                                             | 14       |
| 2.11. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL .....                                    | 15       |
| 2.11.1. ANÁLISE LINEAR POR FORÇAS LATERAIS .....                             | 16       |
| 2.11.2. ANÁLISE LINEAR POR ESPETRO DE RESPOSTA .....                         | 16       |
| 2.11.3. ANÁLISE ESTATICA NÃO LINEAR .....                                    | 16       |
| 2.11.4. ANÁLISE TEMPORAL NÃO LINEAR (DINÂMICA) .....                         | 16       |
| 2.12. REQUISITOS DE DESEMPENHO E CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE .....             | 17       |

|                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>2.13. NÍVEIS DE CONHECIMENTO</b> .....                                         | 18 |
| <b>2.14. ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE LINEAR DE ACORDO COM A NP EN 1998-3</b> ..... | 18 |
| <b>2.15. AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE DA SEGURANÇA SÍSMICA</b> .....              | 19 |
| 2.15.1. NÚMERO DE PISOS.....                                                      | 19 |
| 2.15.2. INTERAÇÃO COM EDIFÍCIOS ADJACENTES.....                                   | 20 |
| 2.15.3. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS LOCAIS .....                                        | 20 |
| 2.15.4. MÉTODOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL .....                                     | 21 |
| 2.15.5. INDICAÇÕES GERAIS DO MÉTODO DE REFERÊNCIA PRESENTE NA NP EN 1998-3.....   | 21 |
| <br>                                                                              |    |
| <b>3. CASO DE ESTUDO</b> .....                                                    | 23 |
| <b>3.1. INTRODUÇÃO</b> .....                                                      | 23 |
| <b>3.2. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO</b> .....                                     | 24 |
| <b>3.3. INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO GERAL DO EDIFÍCIO</b> .....                        | 24 |
| <b>3.4. INFORMAÇÃO PARA A AVALIAÇÃO ESTRUTURAL</b> .....                          | 26 |
| 3.4.1. INFORMAÇÕES GERAIS.....                                                    | 26 |
| 3.4.2. OCUPAÇÃO DO EDIFÍCIO.....                                                  | 26 |
| 3.4.3. SUPERESTRUTURA DO EDIFÍCIO .....                                           | 26 |
| 3.4.4. MATERIAIS UTILIZADOS .....                                                 | 27 |
| 3.4.4.1. BETÃO .....                                                              | 27 |
| 3.4.4.2. AÇO .....                                                                | 28 |
| 3.4.4.3. TIJOLO MACIÇO .....                                                      | 28 |
| 3.4.5. SOLO DE FUNDAÇÃO .....                                                     | 28 |
| 3.4.6. CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES CONSIDERADAS .....                                 | 29 |
| <b>3.5. CARATERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO</b> .....                                       | 31 |
| 3.5.1. CLASSE DE IMPORTÂNCIA .....                                                | 31 |
| 3.5.2. NÚMERO DE PISOS.....                                                       | 32 |
| 3.5.3. REGULARIDADE ESTRUTURAL.....                                               | 32 |
| 3.5.3.1. REGULARIDADE ESTRUTURAL EM PLANTA .....                                  | 32 |
| 3.5.3.2. REGULARIDADE ESTRUTURAL EM ALTURA .....                                  | 36 |
| 3.5.4. INTERAÇÃO COM EDIFÍCIOS ADJACENTES.....                                    | 36 |
| 3.5.5. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS LOCAIS .....                                         | 36 |
| 3.5.6. ZONA SÍSMICA .....                                                         | 36 |
| 3.5.7. ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS.....                            | 37 |

|                                                |    |
|------------------------------------------------|----|
| 3.5.8. COEFICIENTE DE SOLO .....               | 37 |
| 3.5.9. CLASSE DE DUCTILIDADE .....             | 38 |
| 3.5.10. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO .....     | 38 |
| 3.5.11. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA .....        | 38 |
| 3.5.11.1. ESPETRO DE RESPOSTA ELÁSTICA .....   | 38 |
| 3.5.11.2. ESPETRO DE RESPOSTA DE CÁLCULO ..... | 40 |

## **4. MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL**.....43

|                                                                        |    |
|------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>4.1. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO UTILIZADO</b> .....             | 43 |
| <b>4.2. CONFIGURAÇÕES INICIAIS</b> .....                               | 43 |
| <b>4.3. MATERIAIS</b> .....                                            | 44 |
| <b>4.4. MODELAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS</b> .....                   | 45 |
| 4.4.1. MODELAÇÃO DE PILARES E DE VIGAS.....                            | 45 |
| 4.4.2. MODELAÇÃO DE LAJES.....                                         | 46 |
| <b>4.5. MODELAÇÃO DOS APOIOS</b> .....                                 | 46 |
| <b>4.6. MODELO GLOBAL DA ESTRUTURA</b> .....                           | 47 |
| <b>4.7. APLICAÇÃO DAS AÇÕES E COMBINAÇÕES</b> .....                    | 47 |
| <b>4.8. ANÁLISE SÍSMICA</b> .....                                      | 48 |
| 4.8.1. CONFIGURAÇÃO DA ANÁLISE NO ROBOT .....                          | 48 |
| 4.8.2. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS .....                     | 49 |
| 4.8.3. EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO.....                               | 50 |
| 4.8.4. CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS RELATIVOS DEVIDO À AÇÃO SÍSMICA ..... | 51 |
| 4.8.5. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM .....                                  | 52 |
| <b>4.9. LIMITAÇÃO DE DANOS</b> .....                                   | 53 |

## **5. AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE DA SEGURANÇA SÍSMICA**.....55

|                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------|----|
| <b>5.1. ENQUADRAMENTO COM A NP EN 1998-3</b> .....              | 55 |
| 5.1.1. NÍVEL DE CONHECIMENTO .....                              | 55 |
| 5.1.2. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA PARA OS 3 ESTADOS LIMITES..... | 55 |
| 5.1.2.1. ESTADO LIMITE DE LIMITAÇÃO DE DANOS (DL) .....         | 56 |
| 5.1.2.2. ESTADO LIMITE DE DANOS SEVEROS (SD) .....              | 56 |
| 5.1.2.3. ESTADO LIMITE DE COLAPSO IMINENTE (NC) .....           | 57 |

|                                                                                                       |           |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 5.1.3. VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR .....                                | 58        |
| <b>5.2. AVALIAÇÃO SÍSMICA DE ACORDO COM O LNEC .....</b>                                              | <b>61</b> |
| 5.2.1. PROCEDIMENTOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL .....                                                    | 61        |
| 5.2.2. CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE DOS PROCEDIMENTOS DE AVALIAÇÃO SÍSMICA .....                       | 61        |
| <b>5.3. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE DEFORMAÇÃO .....</b>                                               | <b>62</b> |
| 5.3.1. VIGAS .....                                                                                    | 63        |
| 5.3.2. PILARES .....                                                                                  | 64        |
| 5.3.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA OS TRÊS ESTADOS LÍMITES.....                                     | 65        |
| <b>5.4. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE.....</b>                                                   | <b>67</b> |
| 5.4.1. VIGAS .....                                                                                    | 68        |
| 5.4.2. PILARES .....                                                                                  | 69        |
| 5.4.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA OS ESTADOS LÍMITES .....                                         | 69        |
| <b>5.5. SOLUÇÃO DE REFORÇO ESTRUTURAL .....</b>                                                       | <b>73</b> |
| 5.5.1. ENCAMISAMENTO POR BETÃO .....                                                                  | 73        |
| 5.5.2. REFORÇO ESTRUTURAL DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO EM ESTUDO .....                                    | 74        |
| <b>5.6. PROPOSTA DE UMA ANÁLISE ALTERNATIVA E INERENTE REFORÇO .....</b>                              | <b>76</b> |
| <br>                                                                                                  |           |
| <b>6. Comentários Finais .....</b>                                                                    | <b>83</b> |
| 6.1. CONCLUSÕES FINAIS.....                                                                           | 83        |
| 6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....                                                                    | 84        |
| <br>                                                                                                  |           |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>                                                               | <b>85</b> |
| <br>                                                                                                  |           |
| <b>OUTRAS REFERÊNCIAS ADICIONAIS UTILIZADAS .....</b>                                                 | <b>86</b> |
| <br>                                                                                                  |           |
| <b>ANEXOS .....</b>                                                                                   | <b>87</b> |
| ANEXO 1 – PLANTAS DE ARQUITETURA, CORTE E ALÇADOS DO EDIFÍCIO.....                                    | 89        |
| ANEXO 2 – DESENHOS ESTRUTURAIS.....                                                                   | 99        |
| ANEXO 3 – VALORES DOS ESPETROS DE RESPOSTA ELÁSTICA DA AÇÃO SÍSMICA TIPO 1 E TIPO 2 .....             | 103       |
| ANEXO 4 – VALORES DOS ESPETROS DE RESPOSTA DE CÁLCULO DA AÇÃO SÍSMICA TIPO 1 E TIPO 2 .....           | 109       |
| ANEXO 5 – VERIFICAÇÃO DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE-FUNCIONAMENTO DOS PISOS COMO DIAFRAGMA RÍGIDO ..... | 117       |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                                                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.1 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental: Ação Sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente .....                                                    | 7  |
| Figura 2.2 – Disposições para avaliar a interação dos edifícios adjacentes .....                                                                              | 20 |
| Figura 3.1 – Edifício “Casa Escola BSP” .....                                                                                                                 | 23 |
| Figura 3.2 – Exterior do edifício .....                                                                                                                       | 24 |
| Figura 3.3 – Interior do edifício .....                                                                                                                       | 25 |
| Figura 3.4 – Fissuras dos panos extremos da laje, face interior .....                                                                                         | 26 |
| Figura 3.5 – Fissuração .....                                                                                                                                 | 26 |
| Figura 3.6 – Fissuração na escada interior do edifício .....                                                                                                  | 26 |
| Figura 3.7 – Helicóptero H125 .....                                                                                                                           | 30 |
| Figura 3.8 – Referencial adotado para a determinação das coordenadas de todos os pisos e localização do centro de rigidez e de massa em relação ao piso ..... | 34 |
| Figura 3.9 – Espetro de resposta elástica associado ao terreno A .....                                                                                        | 40 |
| Figura 3.10 – Espetro de resposta elástica associado ao terreno C .....                                                                                       | 40 |
| Figura 3.11 – Espetro de resposta de cálculo para o terreno A e $q=3,60$ .....                                                                                | 41 |
| Figura 3.12 – Espetro de resposta de cálculo para o terreno C e $q=3,60$ .....                                                                                | 41 |
| Figura 3.13 – Espetro de resposta de cálculo para o terreno A e $q=3,90$ .....                                                                                | 42 |
| Figura 3.14 – Espetro de resposta de cálculo para o terreno C e $q=3,90$ .....                                                                                | 42 |
| Figura 4.1 – Definição dos materiais no ROBOT .....                                                                                                           | 45 |
| Figura 4.2 – Definição das seções dos elementos tipo pilares e vigas no ROBOT .....                                                                           | 46 |
| Figura 4.3 – Definição do elemento tipo laje no ROBOT .....                                                                                                   | 46 |
| Figura 4.4 – Modelação numérica dos apoios no ROBOT .....                                                                                                     | 47 |
| Figura 4.5 – Modelo global da estrutura do edifício .....                                                                                                     | 47 |
| Figura 4.6 – Definição do método de análise em ROBOT .....                                                                                                    | 48 |
| Figura 5.1 – Espetro de resposta elástica da ação sísmica para o estado limite de DL .....                                                                    | 57 |
| Figura 5.2 – Espetro de resposta elástica da ação sísmica para o estado limite de SD .....                                                                    | 58 |

|                                                                                                                     |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 5.3 – Espectro de resposta elástica da ação sísmica para o estado limite de NC.....                          | 58 |
| Figura 5.4 – Relação $D/C$ , em momentos, das vigas para o DL .....                                                 | 59 |
| Figura 5.5 – Relação $D/C$ , em momentos, das vigas para o SD .....                                                 | 59 |
| Figura 5.6 – Relação $D/C$ , em momentos, das vigas para o NC.....                                                  | 60 |
| Figura 5.7 – Relação $D/C$ , em momentos, dos pilares para os três estados limites.....                             | 60 |
| Figura 5.8 - Capacidades de deformação das vigas tipo A do edifício para os três estados limites ....               | 66 |
| Figura 5.9 - Capacidades de deformação das vigas tipo B do edifício para os três estados limites ....               | 67 |
| Figura 5.10 – Verificação da segurança dos pilares relativos aos três estados limites .....                         | 67 |
| Figura 5.11 – Verificação da segurança das vigas da tipologia A para ambos os estados .....                         | 70 |
| Figura 5.12 – Verificação da segurança das vigas da tipologia B para ambos os estados .....                         | 71 |
| Figura 5.13 – Verificação da segurança dos pilares para ambos os estados .....                                      | 71 |
| Figura 5.14 – Verificação da segurança das vigas em termos de esforço transversal .....                             | 72 |
| Figura 5.15 – Verificação da segurança dos pilares em termos de esforço transversal .....                           | 72 |
| Figura 5.16 – Verificação da segurança dos pilares em termos de esforço transversal para a solução de reforço ..... | 75 |
| Figura 5.17 – Verificação da segurança das vigas B em termos de esforço transversal para a solução de reforço ..... | 76 |
| Figura 5.18 – Verificação da segurança das vigas A em termos de esforço transversal para a solução de reforço ..... | 76 |
| Figura 5.19 – Definição geral tridimensional dos parâmetros.....                                                    | 77 |
| Figura 5.20 – Definição das bielas no programa de cálculo .....                                                     | 78 |
| Figura 5.21 – Verificação da segurança dos pilares .....                                                            | 78 |
| Figura 5.22 – Verificação da segurança das vigas A .....                                                            | 79 |
| Figura 5.23 – Verificação da segurança das vigas B .....                                                            | 79 |
| Figura 5.24 – Verificação da segurança dos pilares .....                                                            | 80 |
| Figura 5.25 – Verificação da segurança das vigas A .....                                                            | 80 |
| Figura 5.26 – Verificação da segurança das vigas B .....                                                            | 81 |

## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

|                                                                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 2.1 – Tipos de terreno de acordo com a EN 1998-1 .....                                                        | 6  |
| Tabela 2.2 – Classes de importância para os edifícios conforme EN 1998-1 .....                                       | 9  |
| Tabela 2.3 – Coeficientes de importância conforme EN 1998-1 .....                                                    | 10 |
| Tabela 2.4 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico .....                          | 10 |
| Tabela 2.5 – Valores de coeficiente de solo .....                                                                    | 12 |
| Tabela 2.6 – Valores de $q_0$ para determinação do coeficiente de comportamento .....                                | 13 |
| Tabela 2.7 – Valores do coeficiente de comportamento segundo o REBAP .....                                           | 14 |
| Tabela 2.8 – Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise e coeficiente de confiança .....            | 18 |
| Tabela 2.9 – Resumo associado aos métodos I, II e III .....                                                          | 21 |
| Tabela 2.10 – Critérios de verificação dos estados limites segundo a EN 1998-3: 2017 .....                           | 21 |
| Tabela 3.1 – Características mecânicas do aço .....                                                                  | 28 |
| Tabela 3.2 – Características mecânicas do aço .....                                                                  | 28 |
| Tabela 3.3 – Informações sobre o helicóptero H125 .....                                                              | 30 |
| Tabela 3.4 – Valores característicos das sobrecargas .....                                                           | 31 |
| Tabela 3.5 – Coeficiente de importância, $\gamma_I$ .....                                                            | 31 |
| Tabela 3.6 – Aceleração de cálculo .....                                                                             | 31 |
| Tabela 3.7 – Esbelteza do edifício .....                                                                             | 32 |
| Tabela 3.8 – Coordenadas do centro de massa (C.M.) e do centro de rigidez (C.R.) .....                               | 33 |
| Tabela 3.9 – Coordenadas dos centros de rigidez e de massa e valores da excentricidade estrutural de cada piso ..... | 34 |
| Tabela 3.10 – Verificação da expressão 3.7 .....                                                                     | 35 |
| Tabela 3.11 – Valores de excentricidade e verificação da expressão 3.6 .....                                         | 35 |
| Tabela 3.12 – Coeficiente da zona sísmica e a respetiva aceleração de referência .....                               | 37 |
| Tabela 3.13 – Coeficiente de solo .....                                                                              | 37 |
| Tabela 3.14 – Verificação da sismicidade .....                                                                       | 37 |

|                                                                                                                                 |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 3.15 – Cálculo do coeficiente de comportamento, $q$ .....                                                                | 38 |
| Tabela 3.16 – Valores dos parâmetros utilizados nos espectros de resposta elástica e de cálculo para a ação sísmica tipo 1..... | 39 |
| Tabela 3.17 – Valores dos parâmetros utilizados nos espectros de resposta elástica e de cálculo para a ação sísmica tipo 2..... | 39 |
| Tabela 4.1 – Valores das coordenadas dos eixos da estrutura, nas direções X, Y e Z .....                                        | 44 |
| Tabela 4.2 – Verificação das condições impostas ao período de vibração fundamental $T_1$ .....                                  | 49 |
| Tabela 4.3 – Determinação da força de corte na base atuante em cada piso .....                                                  | 49 |
| Tabela 4.4 – Distribuição das forças sísmicas horizontais .....                                                                 | 49 |
| Tabela 4.5 – Determinação da excentricidade accidental em ambas as direções .....                                               | 50 |
| Tabela 4.6 – Determinação do momento torsor accidental .....                                                                    | 50 |
| Tabela 4.7 – Determinação do coeficiente $\delta$ para os efeitos accidentais de torção .....                                   | 50 |
| Tabela 4.8 – Determinação dos deslocamentos relativos em cada piso para ambas as ações sísmicas .....                           | 51 |
| Tabela 4.9 – Cálculo do valor do coeficiente $\theta$ do edifício para a ação sísmica tipo 1 .....                              | 51 |
| Tabela 4.10 – Cálculo do valor do coeficiente $\theta$ do edifício para a ação sísmica tipo 2 .....                             | 52 |
| Tabela 4.11 – Consideração dos efeitos de segunda ordem .....                                                                   | 52 |
| Tabela 4.12. – Determinação dos deslocamentos relativos condicionantes entre os pisos .....                                     | 53 |
| Tabela 5.1 - Determinação da aceleração à superfície .....                                                                      | 55 |
| Tabela 5.2 – Forças sísmicas horizontais por piso .....                                                                         | 56 |
| Tabela 5.3 – Forças sísmicas horizontais por piso .....                                                                         | 57 |
| Tabela 5.4 – Forças sísmicas horizontais por piso .....                                                                         | 57 |
| Tabela 5.5 – Resumo da verificação da admissibilidade da análise elástica .....                                                 | 60 |
| Tabela 5.6 – Resumo dos cinco critérios de aplicabilidade .....                                                                 | 62 |
| Tabela 5.7 – Rotação da corda última das vigas, $\theta_{um}$ .....                                                             | 63 |
| Tabela 5.8 – Rotação da corda de cedência das vigas, $\theta_y$ .....                                                           | 64 |
| Tabela 5.9 – Rotação da corda última dos pilares $\theta_{um}$ .....                                                            | 65 |

|                                                                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 5.10 – Rotação da corda de cedência dos pilares, $\theta_y$ .....                                             | 65 |
| Tabela 5.11 – Comparação entre as exigências e a capacidade de deformação dos elementos resistentes P1 para SD ..... | 65 |
| Tabela 5.12 – Resistência ao esforço transversal segundo o EC8-3 .....                                               | 69 |
| Tabela 5.13 – Resistência ao esforço transversal segundo o EC8-3 .....                                               | 70 |
| Tabela 5.14 – Esforço transversal máximo indicado no EC2-1 .....                                                     | 72 |
| Tabela 5.15 – Cálculo da determinação das larguras das bielas .....                                                  | 78 |
| Tabela 5.16 – Verificação da expressão 3.7 .....                                                                     | 79 |
| Tabela 5.17 – Verificação da expressão 3.6 .....                                                                     | 79 |



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

$v_{s,30}$  – Velocidade média das ondas de corte

$N_{spt}$  – Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica

$c_u$  – Coesão não drenada

$a_{gR}$  – Aceleração máxima de referência referente a um tipo de terreno

$a_g$  – Valor de aceleração de cálculo

$\gamma_I$  – Coeficiente de importância

$S_e(T)$  – Espectro de resposta elástica na direção horizontal

$T$  – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

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

$T_B$  – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

$T_C$  – 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 de solo;

$\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento, sendo  $\eta = 1$  um valor de referência para 5% de amortecimento viscoso

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

$q$  – Coeficiente de comportamento

$\beta$  – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal

$e_{0x}$  – Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção  $x$ , perpendicular à direção de cálculo considerada

$r_x$  – Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção  $y$  (“raio de torção”)

$l_s$  – Raio de geração da massa do piso em planta

$q_0$  – Valor básico do coeficiente de comportamento

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

$E_d$  – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação

$G_{k,j}$  – Valor característico de uma ação permanente  $j$

$\gamma_{G,j}$  – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes

$P$  – Valor da ação de pré-esforço

$\gamma_P$  – Coeficiente parcial relativo às ações de pré-esforço

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

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

$\gamma_{Q,1}$  – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis

$\theta_E$  – Valor das exigências em deformação (retiradas da respetiva análise)

$\theta_y$  – Valor da capacidade das deformações de cedência

$\theta_{um}$  – Valor da capacidade total no estado limite último, em deformações últimas

$V_{E,CD}$  – Valor do esforço transversal

$V_{Rd-EC8-3}$  – Resistência ao esforço transversal de um elemento com carregamento cíclico e após a cedência por flexão ser atingida

$f_{ck}$  – Tensão de compressão característica do betão

$f_{cd}$  – Tensão de compressão de cálculo

$E_{cm}$  – Módulo de elasticidade médio aos 28 dias

$f_{cm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

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

$f_{yd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço

$E_s$  – Módulo de elasticidade

$X_{CM}$  – Abcissa do centro de massa do edifício em relação ao referencial adotado

$Y_{CM}$  – Ordenada do centro de massa do edifício em relação ao referencial adotado

$m_i$  – Massa do elemento estrutural  $i$

$x_i$  – Abcissa do centro geométrico de cada elemento estrutural  $i$  em relação ao referencial adotado

$y_i$  – Ordenada do centro geométrico de cada elemento estrutural  $i$  em relação ao referencial adotado

$X_{CR}$  – Abcissa do centro de rigidez do edifício em relação ao referencial adotado

$Y_{CR}$  – Ordenada do centro de rigidez do edifício em relação ao referencial adotado

$I_{xi}$  – Inércia do elemento estrutural  $i$  em torno do eixo  $x$

$I_{yi}$  – Inércia do elemento estrutural  $i$  em torno do eixo  $y$

$x_i$  – Abcissa do centro geométrico de cada elemento estrutural  $i$  em relação ao referencial adotado

$y_i$  – Ordenada do centro geométrico de cada elemento estrutural  $i$  em relação ao referencial adotado

$K_\theta$  – Rigidez de torção

$K_x$  – Rigidez de translação segundo o eixo  $x$

$K_y$  – Rigidez de translação segundo o eixo  $y$

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

$m$  – Massa total do edifício

$\lambda$  – Fator de correção, sendo igual a 0,85 em casos que  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$  e o edifício tenha mais de dois pisos, ou 1,0 nos restantes casos

$F_i$  – Força horizontal atuante no piso  $i$

$F_b$  – Força de corte sísmica na base

$z_i; z_j$  – Alturas das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível de aplicação da ação sísmica

$m_i; m_j$  – Massas dos pisos

$\gamma_{el}$  – Igual a 1,5 para os elementos sísmicos primários e 1,0 para os elementos secundários

$h$  – Altura da seção transversal

$L_v$  – Relação entre o momento e o esforço transversal na seção de extremidade  $L_v = \frac{M}{V}$

$v = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$  – Sendo  $b$  a largura da zona comprimida e  $N$  o esforço axial positivo por compressão

$\omega$  – Taxa mecânica das armaduras longitudinais de tração

$\omega'$  – Taxa mecânica das armaduras longitudinais de compressão

$f_c$  – Resistência à compressão do betão em MPa

$f_{yw}$  – Tensão de cedência da armadura transversal em MPa

$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_h}$  - Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção do carregamento. Sendo que  $s_h$  é o espaçamento dos estribos,  $b_w$  a largura da alma e  $A_{sx}$  a área de armadura

$\rho_d$  – Percentagem de armadura diagonal, caso existam

$\alpha$  – Coeficiente de eficácia do confinamento que pode ser determinado pela seguinte expressão

$b_o$  e  $h_o$  – Dimensão do núcleo confinado medido no eixo das cintas

$b_i$  – Espaçamento entre eixos dos varões longitudinais

$\phi_y$  – Curvatura na cedência da seção de extremidade do elemento

$a_v$  – Variação da tensão no diagrama de momentos

$d_{bL}$  – Valor médio do diâmetro das armaduras de tração;

$\gamma_{el}$  – Igual a 1,15 para os elementos sísmicos primários e 1,0 para os elementos secundários

$N$  – Esforço axial de compressão positivo, considerando igual a zero em tração

$A_c$  – Área da seção transversal;

$f_c$  – Tensão de rotura do betão à compressão em MPa

$\rho_{tot}$  – Taxa total das armaduras longitudinais

$L_v$  – Relação entre o momento e o esforço transversal na seção de extremidade, em que se adota por simplificação metade do vão para as vigas e metade da altura para os pilares

$V_w$  – Contribuição das armaduras transversais para a resistência ao corte

$\rho_w$  – Percentagem de armaduras transversais

$b_w$  – Largura da seção transversal

$z$  – Braço interior do elemento

$f_{yw}$  – Tensão de cedência da armadura transversal em MPa

BSP – Batalhão Sapadores do Porto

RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos

RGEU – Regulamento Geral das Edificações Urbanas

REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RSAEEP – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

EC0 – Eurocódigo 0: Bases para o Projeto de Estruturas

EC1 – Eurocódigo 1: Ações em Estruturas

EC2 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas em Betão

EC8 – Eurocódigo 8: Projetos de Estruturas para Resistência aos Sismos

EC8-1 – Eurocódigo 8 – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios

EC8-3 – Eurocódigo 8 – Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios

NP EN 1998-1: 2010 – Eurocódigo 8 – Parte 1

NP EN 1998-3: 2017 – Eurocódigo 8 – Parte 3

ROBOT – Autodesk Robot Structural Analysis

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

DCL – “Ductility Class Low” (Classe de ductilidade baixa)

DCM – “Ductility Class Medium” (Classe de ductilidade média)

DCH – “Ductility Class High” (Classe de ductilidade alta)

DL – Estado Limite de Limitação de Danos

SD – Estado Limite de Danos Severos

NC – Estado Limite de Colapso Iminente

KL1 – Conhecimento Limitado

KL2 – Conhecimento normal

KL3 – Conhecimento Integral

CQC – Combinação Quadrática Completa

NA – Anexo Nacional

DEC – Departamento de Engenharia Civil



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O fenómeno natural designado por sismo pode ser considerado como imprevisível, o que o torna praticamente impossível de evitar, ou seja, apesar de todos os avanços científicos e tecnológicos, a ocorrência de um sismo ainda não é possível prevenir completamente.

Além do elevado impacto ao nível das estruturas, um acontecimento sísmico também afeta a segurança das populações e, nesse sentido, ao longo dos anos, a ação sísmica tem vindo a ganhar maior importância, o que originou em vários estudos aprofundados e em várias considerações ao nível da regulamentação de forma a conseguiu-se uma melhoria significativa da resistência das estruturas no que diz respeito ao fenómeno sismo, sem as sobredimensionar, nem encarecer os custos.

Aproximadamente até ao ano de 1958 as normas portuguesas para os projetos de engenharia civil não tinham em consideração o efeito do sismo, nesse mesmo ano foi concebido o Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS), que conjuntamente com o Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU) converteram-se nas primeiras indicações regulamentares existentes para a construção de estruturas face à ação sísmica. Contudo em 1961 o RSCCS foi cancelado e em novembro desse ano foi admitido um novo regulamento, o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [1].

Em 1966 foi aprovado o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), o qual inclui algumas das disposições descritas pelo RSCCS. Apesar do aparecimento de todos estes regulamentos, os efeitos da ação sísmica ainda não eram tidos em conta com a importância necessária. No entanto, a partir do ano de 1983 estes efeitos da ação sísmica começam a ser tomados em consideração de uma forma bastante aproximada com as exigências reais com a aprovação do Regulamento de Segurança e Ações (RSA) e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) [1] [2].

Porém, somente na última década do século passado (anos 90) é que foram criados os Eurocódigos, estes correspondem a um conjunto de normas concebidas para a realização dos projetos de obras de engenharia civil, outro aspeto relevante sobre estas normas é que são comuns aos países pertencentes ao CEN (Comité Europeu da Normalização). Entre os vários Eurocódigos existentes nesta dissertação dá-se maior destaque aos seguintes: Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas (EC0) [3], Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas (EC1) [4], Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas em Betão (EC2) [5] e o Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8) [6].

Com o EC0 definem-se as combinações de ações e bases de verificação de segurança e o EC1 define as ações, à exceção da ação sísmica. O EC2 estabelece as verificações de segurança e pormenorização dos

elementos. Por fim, o EC8 corresponde à ação sísmica, o qual indica os fatores para o dimensionamento e pormenorização dos elementos para estruturas resistentes à ação sísmica.

É importante salientar que estes Eurocódigos dispõem de uma seção em aberto para que cada país possa estipular os vários parâmetros correspondentes a cada região, visto que nem todas as regiões dos diversos países pertencentes à União Europeia apresentam as mesmas características.

Em Portugal, atualmente, os projetos de estruturas de betão armado estão regulamentados pelos Eurocódigos, algo que aconteceu num passado relativamente próximo [7].

Para cada região pode ser medido o risco sísmico tendo em conta os danos esperados para as estruturas e os seus respetivos elementos. Portanto, pode caracterizar-se o risco sísmico em três fatores que estão diretamente interligados, que são:

- O perigo de ocorrência de sismos numa dada região;
- A exposição e a quantidade de elementos em risco, como por exemplo, os edifícios, a população que habita neles, uma atividade económica, etc. e a sua distribuição geográfica;
- A vulnerabilidade sísmica dos vários elementos expostos e o grau de danos perante a ação de um sismo.

Logo, é justo dizer que, numa determinada região, quanto mais vulneráveis foram as estruturas existentes nesse local maiores danos estão associados.

A partir dos registos de sismicidade instrumental consegue-se verificar que a tendência para a sismicidade se concentra, sobretudo, na região do Algarve e na região de Lisboa e Vale do Tejo, sendo que na região do Porto existe uma reduzida importância perante a ação sísmica. Apesar do fenómeno sismo ser frequente em Portugal, a maioria destes não é sentida pelo ser humano, um dos fatores que contribui para a pouca relevância da engenharia sísmica nos projetos [7] [8].

## **1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação tem como objetivo a avaliação da verificação da segurança sísmica do edifício denominado como “Casa Escola” BSP, este caso de estudo, tal como toda a informação fundamental sobre o mesmo, foi fornecido pela empresa CERNE Projetos e Consultoria, onde realizei a minha dissertação, é uma empresa de prestação de serviços de projeto e consultoria em engenharia civil fortemente direcionada para a intervenção em construções existentes.

Este caso de estudo é um edifício que corresponde a uma torre de treinos pertencente ao quartel do Batalhão de Sapadores Bombeiros do Porto em conformidade com a Portaria n.º 302/2019 [9] publicada em setembro de 2019, a qual nos remete para o Eurocódigo 8 parte 1 [10] e parte 3 [11] e para o relatório do LNEC de 2019 [12]. Neste modo pretende-se avaliar os parâmetros necessários e analisar os pressupostos da avaliação da segurança sísmica em edifícios existentes face à nova regulamentação que surgiu com o objetivo de formalizar e completar a análise do estudo sísmico que se efetuava nas construções em Portugal, sendo este um ponto bastante descartado nas construções de edifícios até então.

Na execução deste trabalho será usado um programa de cálculo automático, o Autodesk Robot Structural Analysis (ROBOT) [13], para efetuar a modelação numérica do edifício. Este programa possui uma excelente aceitação no mercado, uma vez que tem um elevado desempenho na análise de estruturas. A modelação do edifício será realizada o mais coincidente e aproximadamente com a estrutura projetada, no entanto, é necessário ter em conta as limitações e as vantagens que o programa pode proporcionar.

Após os resultados obtidos ao nível da avaliação da segurança sísmica será proposta uma solução de reforço estrutural de acordo com as limitações que a estrutura do edifício indicar.

### **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação está organizada em seis capítulos.

O primeiro capítulo refere-se a uma breve introdução, onde se menciono algumas considerações e se faz referência aos objetivos principais na mesma.

No segundo capítulo é apresentada a regulamentação sísmica existente em Portugal, faz-se referência a todos os parâmetros fundamentais de forma a proceder-se uma avaliação correta da estrutura consoante os Eurocódigos, sendo eles o EC8-1 [10] e o EC8-3 [11], e o relatório do LNEC [12] [14].

O terceiro capítulo, denominado “Caso de Estudo”, diz respeito à apresentação do edifício, fornecendo uma descrição geral deste e da informação disponível para a avaliação estrutural. Além disso, é ainda realizada a respetiva caracterização do edifício de acordo com os requisitos da EN 1998-1 [10].

O quarto capítulo corresponde à modelação numérica, onde são referidas algumas indicações e passos chave que poderão ser úteis na realização de um trabalho semelhante. Assim como a análise sísmica linear mais adequada tendo em conta as normas, nomeadamente o EC8-1 [10].

No quinto é executada a avaliação estrutural da segurança sísmica pelos métodos indicados no relatório do LNEC consoante a análise dos vários parâmetros e requisitos associados a cada um, sendo o principal o método de referência, método III, o qual está detalhado no EC8-3 [11].

Por último, no sexto capítulo, apresentam-se as conclusões fundamentais e possíveis trabalhos futuros essenciais de forma a completar-se o estudo para o reforço estrutural.



# 2

## REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA EM PORTUGAL

### 2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tal como já foi descrito no capítulo 1 nesta dissertação, a regulamentação sísmica tem vindo a sofrer várias alterações nos últimos tempos, de maneira que os efeitos associados à ação sísmica sejam considerados com a relevância necessária tanto em relação aos projetos de construções novas como para as construções existentes. Consoante essa evolução serão expostas algumas comparações nos pontos seguintes referentes aos vários parâmetros.

Perante este propósito surgiu a Portaria n.º 302/2019, mencionada como a regulamentação nova, a qual pretende definir os modos em que as obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, assim como os casos em que é possível a execução de um projeto de reforço sísmico. Portanto é nessa portaria mais especificamente no artigo 1.º onde se faz referência à análise da vulnerabilidade sísmica que deve ser elaborada segundo as normas referidas nesse ponto, sendo estas a NP EN 1998-1:2010 [10], a NP EN 1998-3:2017 [11], conhecidas como EC8-1e EC8-3, respetivamente, e o relatório publicado pelo LNEC [12], assim como o seu guião [14].

Portanto nas seções seguintes deste capítulo serão indicados e detalhados alguns dos fatores fundamentais que constam nas normas utilizadas para que seja realizada uma verificação da segurança sísmica de um edifício.

### 2.2. REQUISITOS FUNDAMENTAIS

De forma a cumprir-se os objetivos principais, as estruturas em regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas satisfazendo dois requisitos, cada um com um grau adequado de fiabilidade com a finalidade de assegurar, em caso de ocorrência de sismos, as vidas humanas, os danos, tanto a nível económico como estrutural e as estruturas relevantes para a proteção civil se mantenham em satisfatório funcionamento, sendo estes:

- Requisito de não ocorrência de colapso;
- Requisito de limitação de danos.

Ambos os requisitos se encontram descritos detalhadamente na NP EN 1998-1: 2010 na seção 2.1.

## 2.3. CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE TERRENO

A EN 1998-1 identifica o tipo de terreno tendo em consideração a geologia local, este fator é importante analisar, uma vez que esta tem uma grande influência na definição da ação sísmica, visto que a cada tipo corresponde uma configuração de espetro de resposta diferente.

Na cláusula 3.1.2 (1) desta mesma norma classificam-se os terrenos em cinco tipos distintos, estes são definidos em função da velocidade média das ondas de corte,  $v_{s,30}$ . Caso não seja possível, deverá definir-se em relação ao número de pancadas associadas ao ensaio SPT para a cravação de 30 cm,  $N_{SPT}$ , ou à coesão não drenada,  $c_u$ . Apesar da norma distinguir entre cinco tipos, serão apresentados na tabela 2.1 somente o tipo A, B e C.

Tabela 2.1 – Tipos de terreno de acordo com a EN 1998-1

| Tipo de terreno | Descrição do perfil estratigráfico                                                                                                                                                                                              | Parâmetros       |                             |             |
|-----------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-----------------------------|-------------|
|                 |                                                                                                                                                                                                                                 | $v_{s,30}$ (m/s) | $N_{SPT}$ (pancadas/ 30 cm) | $c_u$ (kPa) |
| <b>A</b>        | Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície                                                                                                               | > 800            | -                           | -           |
| <b>B</b>        | Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade | 360 - 800        | > 50                        | > 250       |
| <b>C</b>        | 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    |

Relativamente à norma anterior, o RSAEFP, defini somente três tipos de terreno distintos, tipo I, II e III, podendo verificar-se uma generalização, não apresenta muito rigor na classificação dos distintos terrenos quando comparado com a norma atual.

## 2.4. AÇÃO SÍSMICA

### 2.4.1. Zonas sísmicas

O território nacional encontrar-se numa localização geográfica complicada em que a ação sísmica tem origens diferentes, por isso, tendo em consideração a sismicidade patente em cada local foram definidos dois tipos de ação, ação de tipo 1 e de tipo 2, as quais diferem pelos epicentros, pelas magnitudes, pelas distâncias focais e pelas durações.

A ação sísmica Tipo 1 é do tipo interplacas com epicentro afastado, o qual se designa como sismo “afastado” e a ação Tipo 2 corresponde a cenários do tipo intraplacas com epicentro próximo, designando-se por sismo “próximo”.

Como é enunciado na seção 3.2.1 (2), na maioria dos casos de aplicação, a sismicidade é descrita somente por um único parâmetro, isto é, o valor da aceleração máxima de referência na base num terreno do tipo A,  $a_{gR}$ . O valor de  $a_{gR}$  é determinado em função da zona sísmica, no anexo nacional, NA-3.2.1(2), estão apresentados os mapas de zonamento sísmico pelos quais se estabelecem os valores. A figura 2.2, ilustra esse zonamento sísmico para Portugal Continental.

Ao combinar o valor de  $a_{gR}$  com o coeficiente de importância  $\gamma$ , o qual será definido mais á frente, estabelece-se o valor da aceleração de cálculo  $a_g$  conforme a equação seguinte.

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I \quad 2.1$$

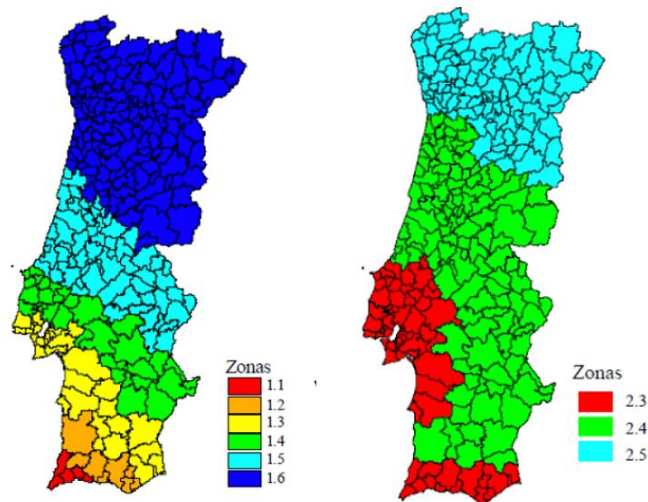


Figura 2.1 -Zonamento Sísmico em Portugal Continental: Ação Sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente

Em relação às regiões autónomas, o arquipélago da Madeira considera apenas a Ação Sísmica Tipo 1, ao contrário do arquipélago dos Açores onde se abrange somente a Ação Sísmica Tipo 2, estando dispostas no Anexo Nacional da EN 1998-1.

#### 2.4.2. Representação da ação sísmica

Esta caracterização da ação sísmica através dos espetros não é considera uma representação direta da ação, visto que não se baseia nem em grandezas medidas diretamente, nem nos seus registos, porém, o espetro de resposta sísmica corresponde a uma representação gráfica que representa as acelerações máximas obtidas por um sistema linear de um grau de liberdade em função de sua frequência própria ( $f$ ) ou do seu período próprio ( $T$ ) e do seu valor do coeficiente de amortecimento, quando sujeitos a uma determinada ação sísmica.

Tal como referido na cláusula 3.2.2.1 (1) do EC8-Parte 1, o movimento sísmico num ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície, designado por “espectro de resposta elástica”,  $S_e(T)$ . A forma deste espectro é considerada igual para os dois níveis de ação sísmica, sendo definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad 2.1$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad 2.2$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad 2.3$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad 2.4$$

Em que:

$S_e(T)$  – Espectro de resposta elástica na direção horizontal;

$T$  – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

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

$T_B$  – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  – 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 de solo;

$\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento, sendo  $\eta = 1$  um valor de referência para 5% de amortecimento viscoso.

No Anexo Nacional (NA) da EN 1998-1 estão representados os valores de  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  e do coeficiente de solos,  $S$ , estas grandezas, que descrevem a forma do espectro de resposta elástica, dependem maioritariamente de dois fatores, o tipo de terreno e o tipo de ação sísmica.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, a EN 1998-1 determina, pelas seguintes expressões, o espectro de cálculo,  $S_d(T)$ :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 2.5$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad 2.6$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 2.7$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 2.8$$

Em que:

$S_d(T)$  – Espectro de cálculo;

$q$  – Coeficiente de comportamento;

$\beta$  – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;

Este espectro, denominado por “espectro de cálculo”, permite que o dimensionamento da estrutura seja efetuado para forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear. Com o propósito de se evitar uma análise estrutural inelástica, mas de se contabilizar a capacidade de dissipação de energia da estrutura, ou seja, a capacidade da estrutura resistir à ação sísmica em regime não-linear, efetua-se uma análise elástica com base num espectro de resposta reduzida quando comparada com a resposta elástica. Essa redução é feita com recurso ao coeficiente de comportamento,  $q$ .

O RSAEEP estabelece a definição e a caracterização da ação sísmica de um modo diferente, considera que as estruturas em que as frequências próprias dos modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta estão separadas conveniente, a ação sísmica pode, simplificada, ser quantificada por espectros de resposta, o que é o mais habitual, ou recorrendo às densidades espectrais de potencia de aceleração. Esses dados estão definidos em anexo deste regulamento, unicamente, para a zona A. Para se obter os espectros correspondentes às restantes zonas deve-se multiplicar os valores obtidos desse espectro pelo coeficiente de sismicidade respetivo,  $\alpha$ , logo concluir-se, mais uma vez, que existe uma simplificação.

## 2.5. CLASSES DE IMPORTÂNCIA

Os edifícios são classificados para distintas classes de importância em função das consequências do colapso ao nível das vidas humanas, da importância do edifício para a segurança pública e proteção civil, após a ocorrência de um sismo, sendo que existem estruturas que não podem ficar comprometidas estruturalmente.

A EN 1998-1 apresenta quatro tipos de classes de importância, em que cada uma está associada a um coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , os quais estão indicados na seguinte tabela. Este coeficiente de importância é um fator de majoração do valor da ação sísmica de referência, que faz com que se aumente os esforços e o que, consequentemente, solicita estruturas com maior resistência à ação sísmica. Um  $\gamma_I = 1,0$  está associado a um sismo com um período de retorno de referência.

Tabela 2.2 – Classes de importância para os edifícios conforme EN 1998-1

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

Os valores recomendados para o coeficiente de segurança relativamente às classes de importância I, II, III e IV são iguais a 0,8, 1,0, 1,2 e 1,4, respetivamente.

No entanto, no Anexo Nacional da norma são referidos distintos valores para os  $\gamma_I$  em função das várias zonas sísmicas do país, em que dependem das condições de perigosidade sísmica e de considerações de segurança pública, os quais estão apresentados na tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Coeficientes de importância conforme EN 1998-1

| <b>Classes de importância</b> | <b>Ação sísmica Tipo 1</b> | <b>Ação sísmica Tipo 2</b> |        |
|-------------------------------|----------------------------|----------------------------|--------|
|                               | Portugal Continental       | Portugal Continental       | Açores |
| <b>I</b>                      | 0,65                       | 0,75                       | 0,85   |
| <b>II</b>                     | 1,00                       | 1,00                       | 1,00   |
| <b>III</b>                    | 1,45                       | 1,25                       | 1,15   |
| <b>IV</b>                     | 1,95                       | 1,50                       | 1,35   |

Em referência ao RSAEEP não estão definidos os coeficientes de importância para a ação sísmica, contudo, este mesmo conceito está exposto no REBAP, em casos de estruturas de edifícios com funções vitais tem de se diminuir o coeficiente de comportamento em 30% para se obter valores de esforços mais elevados e, consequentemente, atingir-se um dimensionamento mais rigoroso.

## 2.6. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

A EN 1998-1:2010, para efeitos do projeto sismo-resistente, classifica as estruturas em dois tipos, regulares ou não regulares, para isso, define critérios de regularidade em planta e em altura. Esta diferença de regularidade ou irregularidade pode ter consequências em diversos fatores:

- No modelo estrutural que pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial;
- No método de análise que pode ser realizado como uma análise simplificada por espectro de resposta, método das forças laterais, ou uma análise modal;
- No valor do coeficiente de comportamento,  $q$ , que se deve considerar um valor reduzido para edifícios não regulares em altura;

Tendo isto em conta, na tabela 2.4, representa-se as consequências da regularidade estrutural no modelo, no método de análise e no coeficiente de comportamento, considerando as características de regularidade em planta e em altura do edifício separadamente.

Tabela 2.4 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

| Regularidade |           | Simplificações admitidas |                         | Coeficiente de comportamento |
|--------------|-----------|--------------------------|-------------------------|------------------------------|
| Em planta    | Em altura | Modelo                   | Análise elástica linear |                              |
| <b>Sim</b>   | Sim       | Plano                    | Força lateral           | Valor de referência          |
| <b>Sim</b>   | Não       | Plano                    | Modal                   | Valor reduzido               |
| <b>Não</b>   | Sim       | Espacial                 | Força lateral           | Valor de referência          |
| <b>Não</b>   | Não       | Espacial                 | Modal                   | Valor reduzido               |

Uma exceção importante é o fato de se excluir esta verificação dos critérios de regularidade dos edifícios de habitação constituídos por 1 ou 2 pisos, sendo que são considerados como edifícios de pequeno porte dada a reduzida esbelteza e elevada compacidade que os caracteriza.

#### 2.6.1. Critérios de regularidade em planta

Os edifícios são considerados regulares em planta se obedecerem a todos os requisitos mencionados de seguida, que estão devidamente estipulados no artigo 4.2.3.2 do EC8:

- Relativamente à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser simétrica em planta quanto a dois eixos ortogonais, aproximadamente;
- A configuração em planta deve compacta, ou seja, delimita em cada piso por uma linha poligonal convexa, sem ângulos reentrantes ou bordos recuados;
- De forma que a deformação do piso disponha de um efeito reduzido em relação à distribuição das forças entre os elementos, a rigidez dos pisos no plano deve ser consideravelmente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais. Por esse mesmo motivo, devem ser evitadas as formas L, C, H, I e X;
- A esbelteza do edifício em planta, que é relação entre a maior e menor dimensão do edifício em planta, medidas em direções ortogonais, não pode ser superior a 4:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4 \quad 2.9$$

- Para cada piso e para cada direção de cálculo, x e y, devem ser verificadas duas condições quanto à excentricidade estrutural,  $e_0$ , e ao raio de torção, r:

$$e_{0x} \leq 0,30 * r_x \quad 2.10$$

$$r_x \geq l_s \quad 2.11$$

Em que:

$e_{0x}$  – Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;

$r_x$  – Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de torção”);

$l_s$  – Raio de geração da massa do piso em planta.

## 2.6.2. Critérios de regularidade em altura

Para que o edifício seja classificado como regular em altura deve cumprir todos os requisitos indicados de seguida, estipulados no artigo 4.2.3.3 do EC8:

- Os elementos resistentes a ações laterais, como por exemplo, núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, no caso de existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso mantêm-se constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações repentinas, desde a base até ao topo do edifício considerado;
- Em edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência solicitada pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes;

Contudo, existem condições adicionais quando se refere a construções com recuos, sendo estas definidas em seguida e apresentadas na seção 4.2.3.3 (5) da EN 1998-1:

- Em casos de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo de qualquer piso não deve exceder 20% da dimensão em planta do nível inferior;
- No caso de existir apenas um recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, este não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior. Nesta situação, a estrutura na zona da base localizada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que se desenvolveriam nessa zona num edifício semelhante sem o aumento da base;
- Em casos de recuos não simétricos, a soma, de cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ultrapassar 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida e, além disso, cada recuo também não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.

Porém, o RSAEEP não contém um artigo que esteja dedicado exclusivamente aos princípios básicos para uma boa conceção de edifícios. Contudo, no artigo 30º deste mesmo regulamento estão inseridas as condições que se têm de satisfazer para se considerar um edifício como edifício corrente. Para este tipo de estruturas o RSAEEP permite que a análise sísmica seja realizada de modo simplificado, supondo que estão aplicadas à estrutura forças estáticas que atuam individualmente segundo as direções em que a estrutura se desenvolve.

## 2.7. COEFICIENTE DE SOLO

Depois de conhecido o valor de cálculo da aceleração à superfície,  $a_g$ ,  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$ , e conforme o Anexo Nacional do EC8, seção 3.2.2.2 (2), o valor do coeficiente de solo (S), em Portugal, é definido pelas seguintes expressões:

Tabela 2.5 – Valores de coeficiente de solo

|                                                          |                                                                     |
|----------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| <b>Para <math>a_g \leq 1 \text{ m/s}^2</math></b>        | $S = S_{\text{máx}}$                                                |
| <b>Para <math>1 &lt; a_g &lt; 4 \text{ m/s}^2</math></b> | $S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}} - 1}{3} \cdot (a_g - 1)$ |
| <b>Para <math>a_g \geq 4 \text{ m/s}^2</math></b>        | $S = 1,0$                                                           |

## 2.8. CLASSES DE DUCTILIDADE

A EN 1998-1 define uma cláusula, 5.2.1, referente à capacidade de dissipação de energia e à classe de ductilidade, onde define três classes de ductilidade que diferem segundo o comportamento não linear pretendido para o sistema estrutural, ou seja, a capacidade de dissipação de energia, que é designada por capacidade de dissipação histerética.

De seguida apresentam-se as três classes de ductilidade:

- Ductilidade baixa (DCL – “*Ductility Class Low*”);
- Ductilidade média (DCM – “*Ductility Class Médium*”);
- Ductilidade alta (DCH – “*Ductility Class High*”).

Para situações em que o edifício seja projetado para a ductilidade baixa (DCL), o que significa uma capacidade de dissipação baixa, somente é necessário aplicar os princípios de dimensionamento impostos pela Eurocódigo 2 – Parte 1.

No que respeita às restantes classes, DCM (classe média) e DCH (classe alta), as quais se referem a edifícios projetados para terem uma elevada capacidade de dissipação de energia e de um comportamento dúctil global, o respetivo dimensionamento e pormenorização implica seguir as regras dispostas na seção 5.4 a 5.6 da EN 1998-1:2010.

No RSAEEP estão descritas duas classes de ductilidade, a classe de ductilidade normal e a classe de ductilidade melhorada. Apesar de não existir uma relação direta entre as diversas classes previstas nas duas regulamentações, pode relacionar-se a ductilidade normal à baixa, sendo que as estruturas são dimensionadas sem terem em consideração a importância da capacidade de dissipação de energia aquando de um sismo. Além desta relação, poderá comparar-se a classe de ductilidade melhorada com a classe média, isto em estruturas já possuem disposições antissísmicas, o que resulta numa melhor resposta ao sismo.

## 2.9. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Na medida em que a estrutura é sujeita a uma ação sísmica de elevada intensidade que solicita valores de deslocamentos elevados, significa que esta pode passar a ter um comportamento não linear e, por isso, não é possível ser realizada uma análise linear da estrutura.

Na generalizada é aceitável efetuar o dimensionamento da estrutura para esforços inferiores aos que se obtêm a partir da análise linear elástica, isto porque se admiti a não linearidade das estruturas como forma de dissipação de energia. Este comportamento não linear das estruturas é tido em consideração quando se efetua a análise elástica linear e se dividi os esforços pelo coeficiente de comportamento.

Desta forma, é fundamental compreender o conceito de coeficiente de comportamento, que depende das características do comportamento não linear da estrutura, apesar de poder ser caracterizado por diversos

parâmetros, é essencialmente dependente da ductilidade e da capacidade de dissipação de energia. Na prática, este coeficiente caracteriza a relação entre a resistência e a capacidade de dissipação de energia. A EN 1998-1 define o coeficiente de comportamento pela seguinte expressão:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad 2.12$$

Em que:

$q_0$  – Valor básico do coeficiente de comportamento;

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

Na tabela seguinte ficam expressos os valores de  $q_0$  em função do tipo de sistema estrutural e da classe de ductilidade atribuída.

Tabela 2.6 – Valores de  $q_0$  para determinação do coeficiente de comportamento

| Tipo estrutural                                                                  | DCM                             | DCH                             |
|----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| <b>Sistema porticado (pórticos), sistema misto, sistema de paredes acopladas</b> | $3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ | $4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ |
| <b>Sistema de paredes não acopladas</b>                                          | 3,0                             | $4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ |
| <b>Sistema torsionalmente flexível</b>                                           | 2,0                             | 3,0                             |
| <b>Sistema de pêndulo invertido</b>                                              | 1,5                             | 2,0                             |

Como se verifica nos dois primeiros tipos estruturais, o valor do  $q_0$  depende de um quociente entre  $\alpha_u / \alpha_1$  que diz respeito à relação entre a ação sísmica associada à formação de um mecanismo e a ação sísmica que solicita o aparecimento da primeira rótula plástica. Sendo que o valor de  $\alpha_u$  pode ser obtido a partir de uma análise estática não linear global, *pushover*.

No entanto, este quociente assume diferentes valores conforme os sistemas estruturais para edifícios regulares em planta:

Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

- Edifícios de um só piso:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ ;
- Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ ;
- Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ ;

Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:

- Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$ ;
- Outros sistemas de paredes não acopladas:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ ;
- Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ ;

Além disso, o fator  $k_w$ , que retrata o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, toma os seguintes valores:

- $k_w = 1,0$ , para sistemas porticados ou mistos equivalentes a pórticos;

- $0,5 \leq k_w = \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1$ , para os restantes casos, sendo  $\alpha_0$  a esbelteza, relação altura/largura, predominante das paredes.

Tabela 2.7 – Valores do coeficiente de comportamento segundo o REBAP

|                             | Ductilidade normal | Ductilidade melhorada |
|-----------------------------|--------------------|-----------------------|
| <b>Pórtico</b>              | 2,5                | 3,5                   |
| <b>Mista pórtico-parede</b> | 2,0                | 2,5                   |
| <b>parede</b>               | 1,5                | 2,0                   |

Ao fazer uma comparação entre os dois regulamentos é possível aferir que a EN 1998-1 permite analisar melhor a ductilidade das estruturas de classes média em relação à classe de ductilidade melhorada no REBAP, sendo que os valores considerados para o coeficiente de comportamento da ductilidade melhorada são inferiores aos da média.

## 2.10. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

O estudo das combinações de ações é realizado conforme o disposto no EN 1991-1-1 (EC0). Neste estudo dos efeitos de ações que atuam numa estrutura, deve-se ter em consideração quais são as que podem ou não ocorrer simultaneamente.

- Estado Limite Último – Combinação Fundamental (EC0 na cláusula 6.4.3.2):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 2.13$$

- Estado Limite Último – Ação Sísmica (EC0 – cláusula 6.4.3.4):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad 2.14$$

- Estado Limite de Serviço – Combinação Quase Permanente (EC0 – cláusula 6.5.3 (c)):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad 2.15$$

Em que:

" + " – Significa “a combinar com”;

$\sum$  - Significa “o efeito combinado de”;

$E_d$  – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;

$G_{k,j}$  – Valor característico de uma ação permanente j;

$\gamma_{G,j}$  – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes;

$P$  – Valor da ação de pré-esforço;

$\gamma_P$  – Coeficiente parcial relativo às ações de pré-esforço;

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

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

$\gamma_{Q,1}$  – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;

## 2.11. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

A escolha de um método de análise estrutural é um aspeto fundamental no dimensionamento de estruturas, em que cada método solicita uma modelação diferente das estruturas.

Na EN 1998-1, cláusula 4.3.3, apresenta os diversos métodos de análise disponíveis para avaliar a vulnerabilidade sísmica das estruturas em conformidade com a complexidade, a regularidade em planta e em altura e o tipo de estruturas em estudo, estes também referidos no EC8-3.

Posto isto, em função das características estruturais do edifício em estudo podem ser utilizados quatro métodos de análise, sendo dois desses métodos de análise elástica linear e como alternativa aos métodos lineares existem dois métodos não lineares, sendo eles a análise estática não linear, conhecida como análise pushover, e a análise temporal não linear (dinâmica).

Seguidamente será apresentada uma breve descrição de todos estes métodos mencionados de forma a conceber-se uma melhor perceção da utilização de cada um deles [8].

### 2.11.1. Análise Linear por Forças Laterais

Este método simplificado, o qual está descrito na EN 1998-1, cláusula 4.3.3.2, consiste na determinação dos esforços na base da estrutura, força de corte basal, devido às ações sísmicas, estas são equilibradas por forças que estão ao nível dos pisos de intensidade crescente em altura. Dessa forma, estabelece-se uma boa aproximação quando aplicado a estruturas cuja resposta seja predominantemente condicionada pelo primeiro modo de vibração, isto é, a aplicação deste método limita-se a casos de edifícios em que a resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal.

### 2.11.2. Análise Linear por Espectro de Resposta

De forma geral, este método de análise, representa na EN 1998-1, seção 4.3.3.3, é utilizado quando os edifícios não satisfazem os requisitos necessários para a aplicação do método descrito anteriormente. Apesar de ser um dos métodos mais utilizados no dimensionamento de estruturas para a ação sísmica é necessários ter em consideração que o espectro de resposta é somente uma representação dos efeitos da ação sísmica sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade.

Nesta análise sísmica, fundamentada pela máxima resposta modal e pela combinação modal, devem ser considerados as respostas de todos os modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta global da estrutura.

### 2.11.3. Análise Estática Não Linear

A análise *pushover*, denominação mais conhecida, a qual está apresentada na EN 1998-1 cláusula 4.3.3.4.2, é uma análise estática não linear sob as forças gravíticas constantes e as cargas horizontais, ou

seja, consiste num problema estático equivalente em que são aplicadas cargas horizontais, tendo em conta o comportamento não linear da estrutura.

Sendo aplicado este método para realizar a verificação do desempenho estrutural, tanto de edifícios novos como de edifícios existentes, para os efeitos mencionados em seguida:

- Verificar ou rever os valores do coeficiente de sobrerresistência,  $\alpha_u/\alpha_1$ ;
- Avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- Avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados;
- Como alternativa ao cálculo baseado numa análise elástica linear usando o coeficiente de comportamento,  $q$ .

Em suma, a análise *pushover* baseia-se na relação entre a resposta de um sistema de um grau de liberdade, onde só existe um modo de vibração dominante, com um sistema de diversos graus de liberdade. Porém, existem estudos recentes onde já se inclui todos os modos de vibração ou os modos de vibração mais relevantes.

#### 2.11.4. Análise Temporal Não Linear (Dinâmica)

Nesta análise, a resposta da estrutura no tempo pode ser determinada a partir da integração numérica direta de equações diferenciais do movimento, em que se utiliza os acelerogramas para representar o movimento do solo.

A análise dinâmica não linear é de elevada complexidade e computacionalmente exigente para que seja aplicada diariamente em projetos. Contudo, é considerado o método mais rigoroso quando se analisa uma estrutura, sendo que fornece resultados mais precisos em todas as fases de solicitação da estrutura. Pode ser vantajoso em casos de investigação ou extremamente especiais, os quais se pode dispensar tempo para se conseguir analisar todos os resultados.

### 2.12. REQUISITOS DE DESEMPENHO E CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE

A EN 1998-3 surge como um complemento à EN 1998-1, a qual corresponde à norma descrita no capítulo anterior. Os edifícios existentes são aqueles que mais acarretam problemas para a vida humana e para a perda de bens, sendo, nesse sentido, fundamental a existência desta legislação, uma vez que promove a avaliação e verificação de edifícios existentes.

A principal finalidade consiste em verificar que a estrutura existente em análise resiste ou não aos esforços que resulta da exigência sísmica a que estão sujeitos, ou seja, esta parte 3 prende-se sobretudo com a avaliação e reforço estrutural.

Apesar disso, é disposto nesta norma o método de referência que corresponde ao método III do relatório do LNEC, tal como já foi mencionado anteriormente.

Tal como é definido na seção 2.1 da EN 1998-3, os requisitos fundamentais de desempenho estrutural referem-se ao estado de dano da estrutura a partir da verificação de três estados limites (LS), os quais são o de Colapso Iminente (NC), de Danos Severos (SD) e de Limitação de Danos (DL).

**Estado Limite de Colapso Iminente (NC):** A estrutura apresenta-se extremamente danificada, com pouca resistência e rigidez laterais residuais. Apesar dos elementos verticais ainda apresentarem capacidade para suportar as cargas verticais, a maioria dos elementos não estruturais já atingiram o colapso. A estrutura está próxima do colapso e dificilmente suportará outra ação sísmica, mesmo que se trate de um sismo de intensidade moderada.

**Estado Limite de Danos Severos (SD):** A estrutura encontra-se com danos significativos, com alguma resistência e rigidez residuais. Os elementos verticais apresentam capacidade de suportar as cargas verticais e os elementos não estruturais apresentam-se danificados. A estrutura ainda é capaz de suportar réplicas sísmicas de intensidade moderada. No entanto, uma reparação neste tipo de estruturas é, provavelmente, pouco viável economicamente.

**Estado Limite de Limitação de Danos (DL):** A estrutura apresenta-se apenas com danos ligeiros, em que os seus elementos estruturais encontram-se pouco danificados e mantêm as suas características de rigidez e resistência. Os elementos não estruturais podem apresentar fendilhação dispersa, sendo uma reparação económica. A estrutura não necessita de qualquer medida de reparação.

Consoante a cláusula 2.1 (2) nesta regulamentação, são as autoridades nacionais que decidem se se deve ou não proceder à verificação conjunta dos três estados limites, de dois ou de apenas um deles, essa definição está estabelecida no respetivo Anexo Nacional.

Numa comparação entre estes estados descritos anteriormente com os Estados Limites definidos na EN 1998-1 pode concluir-se que o NC está mais próximo do colapso real do que o Estado Limite de Não Colapso, ou seja, o Estado de Não Colapso é similar com o Estado Limite de Danos Severos.

Os níveis de proteção adequados atingem-se selecionando um período de retorno da ação sísmica, para cada um dos Estados Limites. Estes períodos são indicados no Anexo Nacional de cada país, neste caso, a EN 1998-3 define que para edifícios correntes novos podem considerar-se os seguintes períodos de retorno:

- Estados Limites de Colapso Iminente: 2475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos;
- Estados Limites de Danos Severos: 475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos;
- Estados Limites de Limitação de Danos: 225 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos.

### **2.13. NÍVEIS DE CONHECIMENTO**

Em conformidade com a EN 1998-3 na seção 3.1, na avaliação sísmica da resistência aos sismos de estruturas existentes, os diversos dados da estrutura em questão devem ser recolhidos através de documentação específica do edifício em estudo, normas utilizadas de projeto, trabalhos de campo e na maioria dos casos ensaios in situ e/ou em laboratório. Para se minimizar as incertezas, a avaliação destes dados deve ser apoiar-se em diferentes fontes.

Em função da quantidade e da qualidade da informação recolhida sobre os pontos de base necessários, devem ser aplicados diferentes tipos de análise e diferentes valores de coeficiente de confiança, CF, que se traduzem em níveis de conhecimento, os quais serão apresentados na tabela 6.1. Quanto maior for o nível de conhecimento menor é o fator de confiança.

Tabela 2.8 – Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise e coeficiente de confiança

| Nível de Conhecimento        | Geometria                                                                          | Disposições construtivas                                                           | Materiais                                                                                      | Análise           | Coeficiente de Confiança |
|------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|--------------------------|
| KL1<br>Conhecimento Limitado | Desenhos de dimensionamento geral de projeto, inspeção visual limitada ou completa | Projeto estrutural e inspeção in situ limitada                                     | Valores por defeito de acordo com as normas em vigor e ensaios in situ limitados               | Lineares          | $CF_{KL1}=1,35$          |
| KL2<br>Conhecimento Normal   |                                                                                    | Desenhos de pormenor originais incompletos e inspeção in situ limitada ou alargada | Especificações de dimensionamento do projeto original e ensaios in situ limitados ou alargados | Todas as análises | $CF_{KL2}=1,2$           |
| KL3<br>Conhecimento Completo |                                                                                    | Desenhos de pormenor originais completos e inspeção in situ                        | Relatórios de ensaios originais e ensaios in situ limitados ou completos                       | Todas as análises | $CF_{KL3}=1,0$           |

## 2.14. AVALIAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE LINEAR

A avaliação estrutural é um processo quantitativo pelo qual se verifica se o edifício existente, danificado ou não, resiste à combinação sísmica de dimensionamento. Este procedimento destina-se à avaliação de edifícios individuais, de acordo com os métodos gerais de análise descritos na EN 1998-3, na seção 4.4, com a finalidade de averiguar se há a necessidade de uma intervenção estrutural e assim definir as técnicas e medidas de reabilitação e de reforço que podem ser implementadas.

De uma maneira geral, considera-se que os métodos de análise utilizados no reforço de edifícios existentes são os mesmos que os utilizados no dimensionamento de edifícios novos, porém pode existir, nomeadamente em métodos lineares, condições de aplicabilidade suplementares que necessitam de ser verificadas, em casos que essas não sejam verificadas, recorrer-se-á a métodos não lineares [15]. No entanto, como já se referir, a aplicação desses métodos implica uma quantidade maior de informação para que possam ser aplicados devido à sua complexidade.

Para além das verificações aos Estados Limites de Utilização e Últimos descritas na EN 1998-1, para os métodos de análise linear, a parte 3 dessa norma acrescenta, em casos de edifícios existentes, o cálculo da relação  $\rho_i = D_i / C_i$ , que, de acordo com a cláusula 4.4.2 (1), para todos os elementos cuja esta relação seja superior a 1, deve-se verificar que a relação  $\rho_{\max}/\rho_{\min}$  está contida no intervalo entre 2 e 3. Sendo  $\rho_{\max}$  e  $\rho_{\min}$  os valores máximo e mínimo da relação entre a exigência e a capacidade dos elementos sísmicos primários, respetivamente. A EN 1998-3 recomenda um valor igual a 2,5. Contudo, nos casos em que esta cláusula adicional não seja respeitada, deve recorrer-se a um método de análise não linear, considerado mais complexo e correto. As análises não lineares não estão sujeitas a condições de aplicabilidade complementares aquando de uma avaliação e reforço de estruturas existentes, o que significa que podem ser executadas segundo caracterização imposta para edifícios novos.

A finalidade desta condição adicional é assegurar que todos os elementos dúcteis têm comportamentos similares e que se encontram a funcionar em regime plástico, havendo formação de rótulas plásticas em períodos de tempo não muito afastados [15] [16].

## 2.15. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE DA SEGURANÇA SÍSMICA

O LNEC publicou um relatório que tem como principal objetivo definir as regras de aplicabilidade de procedimentos expeditos para a avaliação da segurança em edifícios existentes de betão armado, porém, é de salientar que as condições definidas não podem ser adotadas para situações de dimensionamento de elementos estruturais novos ou para o reforço de elementos estruturais existentes. As metodologias estão mencionadas no relatório LNEC, Sousa *et al.* (2019) [12].

O relatório define quatro possíveis metodologias para a avaliação estrutural de edifícios em betão armado, Método I a IV, os quais se distinguem pelos níveis de complexidade e precisão, a respetiva escolha depende de cinco fatores, que serão apresentados nos pontos seguintes e estão dispostos com maior pormenor na EN 1998-1, sendo eles:

- Classe de importância;
- Número de pisos;
- Regularidade estrutural;
- Interação com edifícios adjacentes;
- Condições geotécnicas;

Porém, dois destes requisitos, classe de importância e a regularidade estrutural, já estão divulgados nos pontos anteriores, ficando em falta descrever nesta dissertação os restantes três critérios mencionados, os quais serão apresentados em seguida consoante o conceito exposto no LNEC.

### 2.15.1. Número de pisos

Relativamente ao critério da limitação do número de pisos objetiva-se confirmar que a aplicabilidade dos métodos expeditos é efetuada somente em edifícios que apresentam um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição dos modos de vibração mais elevados, o que implica dificuldades em ter em conta esses efeitos a partir destes métodos.

Desse modo, a utilização dos métodos I e II limitam-se aos edifícios que não excedem os 4 pisos e que têm áreas de implantação igual ou inferior a 400 m<sup>2</sup>.

### 2.15.2. Interação com edifícios adjacentes

Para edifícios isolados ou edifícios em que a presença de juntas estruturais permite uma deformação lateral sem qualquer restrição, ou seja, o correspondente a deslocamento igual ou superior a 2,2% da altura do mais baixo comparando o edifício em análise e o adjacente, os requisitos associados à interação não são aplicáveis.

Porém, o mesmo não acontece em casos de edifícios em banda ou de gaveto, sendo que não existe uma garantia que o comportamento dinâmico do edifício seja independente a qualquer outro edifício que lhe seja adjacente. Nestes casos para a aplicação dos métodos I e II devem ser verificados os limites definidos conforme os seguintes aspetos construtivos:

- Alinhamento entre lajes de edifícios adjacentes: considera-se que o(s) edifício(s) adjacente(s) pode(m) interferir no comportamento sísmico em situações em que a respetiva altura seja igual ou inferior a 50% da altura do edifício a ser avaliado;
- Diferença de altura entre os edifícios adjacentes: perante situações que a(s) laje(s) do(s) edifício(s) adjacente(s) exiba(m) um desnível superior aos limites indicados na figura 2.1, os efeitos da interação não podem ser desprezados.

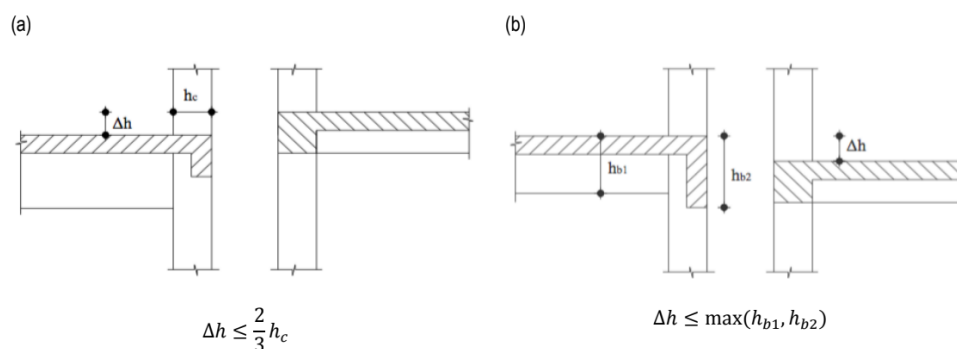


Figura 2.2 – Disposições para avaliar a interação dos edifícios adjacentes

### 2.15.3. Condições geotécnicas locais

As condições geotécnicas locais pretendem que a utilização dos métodos expeditos, método I e II, seja limitada a estruturas fundadas em terrenos moles ou especiais, sendo que nestes casos é recomendado que sejam efetuadas análises adicionais para ser possível avaliar pontuais vulnerabilidades do solo e de quantificar os efeitos de interação solo-estrutura. É importante salientar a interação solo-estrutura, sendo esta fundamental nas avaliações de segurança sísmica.

Portanto, os métodos expeditos são somente utilizados em edifícios situados em terrenos do tipo A, B ou C, sendo estes indicados na EN 1998-1 e apresentados mais à frente.

No seguimento na apresentação do Guião do LNEC, de seguida, vão ser exibidas as condições que a EN 1998-1 dispõe para a avaliação dos edifícios,

### 2.15.4. Métodos de avaliação estrutural

De uma forma sumária, o método I e II definem-se como métodos expeditos, apresentando resultados mais conservativos, o método III classificado como o método de avaliação de referência e o qual está associado à metodologia estabelecida na NP EN 1998-3 e, por fim, o método IV, o qual corresponde a uma análise explicitamente probabilística, sendo a sua aplicabilidade recomendada somente para estruturas de classe de importância III ou IV. Tendo em conta a elevada especificidade desta última metodologia, o guião concebido face ao definido no relatório LNEC não apresenta o seu procedimento, no entanto, está detalhado no capítulo desse relatório.

De seguida, apresenta-se, em formato tabela, tabela 2.9, um resumo dos parâmetros e condições fundamentais relacionados com os três primeiros métodos de avaliação disposta no Guião do LNEC.

Tabela 2.9 – Resumo associado aos métodos I, II e III

|                    | <b>Conhecimento necessário</b>                                                                                             | <b>Parâmetros de avaliação</b>                                             | <b>Modelo estrutural</b>             |
|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| <b>Método I</b>    | Geometria do edifício; Seção transversal dos pilares.                                                                      | Percentagem da área de pilares relativamente à área dos pisos.             | -                                    |
| <b>Método II</b>   | Geometria do edifício; Seção transversal dos pilares; Quantidade e resistência das armaduras longitudinais e transversais. | Coeficiente sísmico.                                                       | -                                    |
| <b>Métodos III</b> | Geometria do edifício e dos elementos estruturais; Propriedades dos materiais; Disposição das armaduras.                   | Rotação da corda e resistência ao corte de todos os elementos estruturais. | Preferencialmente modelo não-linear. |

## 2.15.5. Indicações gerais do método de referência presente na NP EN 1998-3

De uma forma sucinta apresenta-se na tabela 2.10 os critérios de verificação referentes aos três estados limites existentes em função das diferentes exigências de desempenho segundo os vários parâmetros que serão analisados posteriormente.

Tabela 2.10 – Critérios de verificação dos estados limites segundo a EN 1998-3: 2017

| <b>Elementos</b> |           | <b>Limitação de Danos (DL)</b>                                                                                       | <b>Danos Severos (SD)</b>              | <b>Colapso Iminente (NC)</b> |
|------------------|-----------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|------------------------------|
| Dúctil           | Primários | $\theta_E \leq \theta_y$                                                                                             | $\theta_E \leq 0,75 \cdot \theta_{um}$ | $\theta_E \leq \theta_{um}$  |
| Frágil           | Primários | Verificar apenas se os Estados Limites de Limitação de Danos e de Danos Severos forem os únicos a serem verificados. |                                        | $V_{E,CD} \leq V_{Rd-EC8-3}$ |

Em que:

$\theta_E$  – Valor das exigências em deformação (retiradas da respetiva análise);

$\theta_y$  – Valor da capacidade das deformações de cedência;

$\theta_{um}$  – Valor da capacidade total no estado limite último, em deformações últimas;

$V_{E,CD}$  – Valor do esforço transversal obtido pela análise de acordo com o “Capacity Design”;

$V_{Rd-EC8-3}$  – Resistência ao esforço transversal de um elemento com carregamento cíclico e após a cedência por flexão ser atingida.

# 3

## CASO DE ESTUDO

### 3.1. INTRODUÇÃO

O presente caso de estudo, que será o abordo neste capítulo, diz respeito à estrutura de um edifício existente de betão armado, a “Casa Escola BSP”, também denominada por torre de treino. Este edifício é localizado no quartel do Batalhão de Sapadores Bombeiros do Porto, na Rua da Constituição, n.º 1418, Porto, o qual é sinalizado na seguinte figura. O edifício referente ao caso de estudo foi fornecido pela empresa, onde realizei a minha dissertação, assim como toda a informação essencial para efetuar as verificações e análises.



Figura 3.1 – Edifício “Casa Escola BSP”

Estes tipos de torres de treino servem para executar e conduzir atividades que constituem um treino intensivo, que inclui um simulacro de incêndio em edifício, resultante de um acidente com uma cisterna contendo material inflamável e o resgate de vítimas nos 3.º e 4.º pisos através da manga de salvamento e autoescada.

O quartel Sede do Batalhão de Sapadores Bombeiros do Porto foi inaugurado do dia 25 de fevereiro de 1959 e o cadastro existente do seu projeto de estabilidade remete para o ano de 1949, o que significa que o dimensionamento deste edifício foi realizado com recurso às regulamentações iniciais, as quais não tinham quaisquer ponderações relativamente à ação sísmica.

No entanto, no ano de 2015 iniciou-se um projeto para executar a ampliação e a requalificação das instalações do quartel, a fim de promover um reforço de algumas competências que existiam, de modo a ocorrer uma melhoria da capacidade operacional. A partir desta operação, foi possível proceder ao reforço das condições de funcionamento do BSB, o que permitiu muitos ganhos, tanto quanto à qualidade e tempo de resposta, como ao nível de um contexto municipal e nacional.

### **3.2. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO**

O referente edifício é composto por quatro pisos e uma cobertura com acesso, correspondente a um recuado, e tem como a função a realização de testes de simulação de incêndios, também por isso designada por torre de treinos. Além disso, pode ser utilizado para a realização de formações de bombeiros.

A sua estrutura apresenta-se como uma estrutura porticada constituída por pilares, vigas e lajes, mais concretamente é composta por pórticos de betão armado, com pilares de 40x40 cm, vigas principais 40x60 cm, sendo que estas apoiam nas vigas secundárias de dimensões 20x40 cm, e lajes maciças com 10 cm de espessura regulares em todos os pisos.

Além disso, o preenchimento dos paramentos é feito em tijolo de maciço aparente, considerado como elemento não estrutural, de forma a promover-se uma hipótese conservativa. Sendo que serve de revestimento do edifício classifica-se em maciço, os quais são mais utilizados em alvenarias que ficam à vista, visto que são tijolos mais resistentes e aparente, uma vez que não necessita de reboco.

De seguida apresentam-se algumas figuras correspondentes à periferia do edifício em estudo.

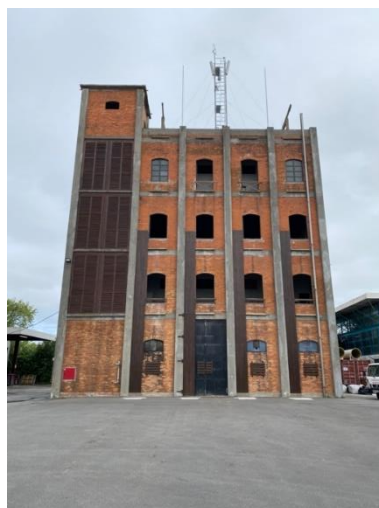


Figura 3.2 – Exterior do edifício

### **3.3. INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO GERAL DO EDIFÍCIO**

Geralmente, a metodologia que se define para a realização da inspeção e do diagnóstico consiste em procurar o máximo de informação sobre a estrutura, de modo a ter se uma melhor perceção acerca da construção em estudo.

Para verificação da resistência sísmica de um edifício, conhecer com maior detalhe o estado de conservação estrutural, tal como conhecer algum detalhe sobre a forma e a qualidade com que os

elementos estruturais foram construídos é um dado essencial, sendo que a segurança sísmica é assegurada por fatores relacionados com uma correta pormenorização e execução de armaduras nos vários elementos estruturais.

Relativamente ao edifício “Casa Escola BSP”, numa inspeção visual ao edifício, pode verificar-se que este apresenta alguns indícios de mau comportamento estrutural, no entanto, já seria algo previsível, tendo em conta a exposição agressiva à ação do fogo.

A partir de um pequeno registo fotográfico de elementos estruturais, tanto do exterior do edifício, o qual se apresenta na figura anterior 3.2, como do interior do mesmo, o qual foram registadas algumas zonas chave, que se encontram nas figuras 3.3 é plausível afirmar que este edifício pode conter algumas patologias a nível estrutural, mesmo que não sejam consideradas graves.

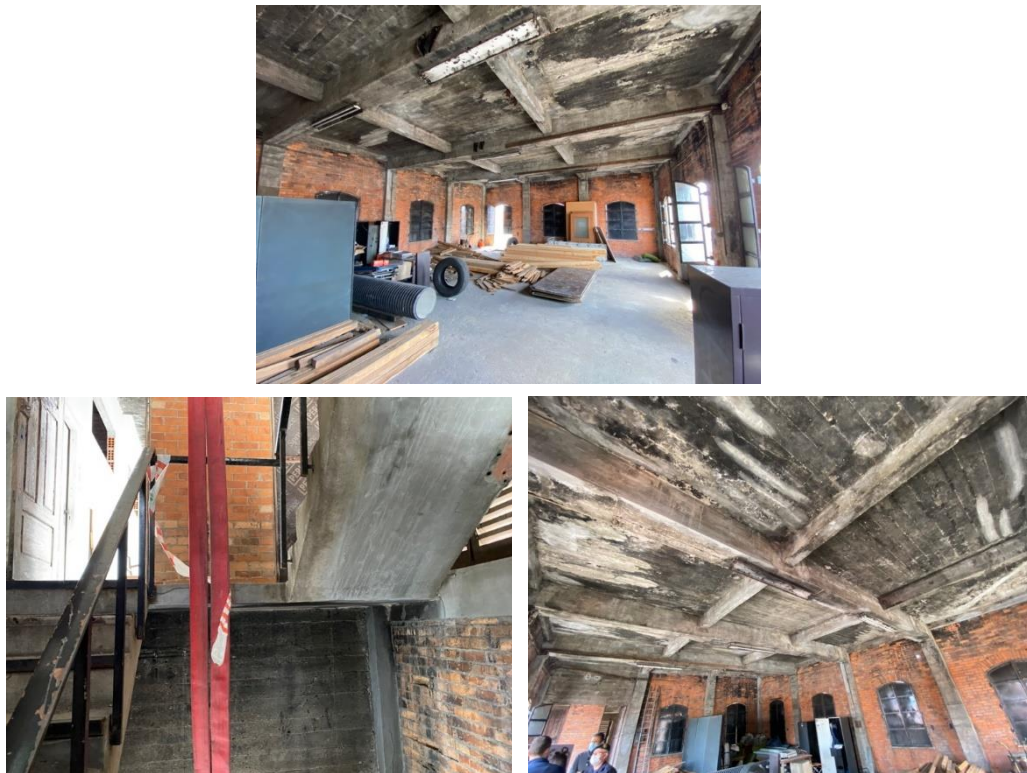


Figura 3.3– Interior do edifício

Contudo, apesar deste trabalho de reconhecimento a partir de elementos fotográficos e de uma inspeção visual aos vários elementos estruturais para se avaliar o estado de conservação geral do edifício, seria necessário realizar ensaios específicos que seriam representativos para se conseguir estimar a natureza e a extensão das medidas de reabilitação estrutural, assim como para se proceder a avaliação das condições de durabilidade dos materiais de reparação e revestimentos a definir.

Porém, não faz parte dos objetivos associados a este trabalho a realização de trabalhos de campo que sejam capazes de averiguar o real estado da estrutura. Nesse sentido, pode assumir-se que a estrutura do edifício não apresenta danos estruturais graves que comprometam o desempenho, a segurança e a durabilidade a curto prazo. Todavia, existem alguns danos pontuais que podem evoluir rapidamente, sobretudo face ao uso do edifício e a sua respetiva exposição a elevadas cargas térmicas, que podem condicionar a médio e longo prazo a segurança estrutural, podendo destacar-se as fendas estruturais em lajes, figura 3.4, a fissuração, figura 3.5, e os danos estruturais na escada, figura 3.5.



Figura 3.4 – Fissuras dos panos extremos da laje, face inferior



Figura 3.5 – Fissuração



Figura 3.6 – Fissuração na escada interior de acesso

### 3.4. INFORMAÇÃO PARA A AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

Para uma avaliação em relação à resistência aos sismos de uma estrutura existente, tal como é comum em qualquer avaliação de estruturas, a informação de base necessária é fundamental e deve incluir a identificação, a descrição e o conhecimento de vários aspetos referentes ao edifício em estudo para se conseguir ter uma melhor perceção, sendo que toda essa informação deve ser recolhida a partir de várias fontes, como por exemplo, documentos disponíveis específica do edifício, fontes de dados genéricos relevantes, trabalhos de campo e, na maioria dos casos, medições e ensaios *in situ* e/ou em laboratório.

#### 3.4.1. Informações gerais

Como já foi descrito no início do presente capítulo, o edifício em estudo é constituído por quatro pisos, os quais a altura por piso varia do primeiro para os restantes, e uma cobertura com acesso, constituído por uma caixa de escadas lateral até ao topo de edifício, elemento fundamental na determinação da rigidez.

Através das plantas fornecidas e inseridas no anexo 1, consegue-se ter uma perceção melhor do que será descrito sobre o edifício de agora em diante. Além disso, com o auxílio das plantas dos diferentes pisos foi possível obter várias dimensões e medidas importantes para um melhor conhecimento do edifício “Casa Escola” BSP.

O edifício tem uma área de implantação de 127,72 m<sup>2</sup> e uma área de construção de 510,88 m<sup>2</sup>. A altura total de edifício é igual a 21,64 m, zona que incluir a zona da caixa de escadas.

### 3.4.2. Ocupação do edifício

Apesar de ser um edifício pertencente ao Quartel dos Bombeiros, não há uma definição específica da sua ocupação, uma vez que este edifício está destinado à realização de ensaios, treinos dos bombeiros e, em algumas exceções, pode ser utilizado para a realização de formações para bombeiros inseridos neste quartel, bem como de outros.

Desse sentido e numa perspetiva realista da situação, pode dizer-se que é um edifício onde se vão reunir pessoas, mais especificamente os bombeiros aquando da realização dos seus treinos ou das suas formações. Além disso, pode considera-se, simultaneamente, como um edifício de arrumação, ou seja, pode ter a utilização de armazenamento.

Identificou-se o edifício como amplo, sem paredes divisórias, com alguns materiais e elementos variados, os quais se encontram armazenados.

Deste edifício ainda existe uma cobertura, a qual se tem acesso pela caixa de escadas existente. À semelhança do que se descreveu para os restantes pisos, esta parte do edifício também serve para a realização dos treinos dos bombeiros aquando de situações de incêndios.

Contudo, de forma a conceber-se uma situação mais próxima do real, considerou-se que na cobertura podem aterrar helicópteros específicos utilizados em eventuais incêndios de maior potência e, neste trabalho, vamos considerar as características de helicóptero H125. De notar, que as informações técnicas e características utilizadas são referentes a um H125 na marca AIRBUS.

### 3.4.3. Superestrutura do edifício

A superestrutura deste edifício é composta por lajes maciças de 10 cm de espessura que apoiam em vigas e pilares de betão armado, que, por sua vez, apoiam vigas secundárias de menores dimensões. A periferia do edifício é constituída por vigas de betão armado. No anexo 2 podem ser consultadas os desenhos estruturais de cada um destes elementos e as respetivas dimensões.

### 3.4.4. Materiais utilizados

#### 3.4.4.1. Betão

O betão utilizado nos vários elementos estruturais foi o de classe B30, segundo o REBAP, agora, em conformidade com as novas legislações, denomina-se por C25/30. Este betão tem várias características que serão mencionadas na tabela seguinte.

Tabela 3.1 – Caraterísticas mecânicas do aço

| <b>Betão C25/30</b>                                                  |                          |
|----------------------------------------------------------------------|--------------------------|
| Tensão de compressão caraterística $f_{ck}$ (MPa)                    | 25                       |
| Tensão de compressão de cálculo $f_{cd}$ (MPa)                       | $\frac{25}{1,5} = 16,67$ |
| Módulo de elasticidade médio aos 28 dias $E_{cm}$ (MPa)              | 31                       |
| Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão $f_{cm}$ (MPa) | 33                       |
| Massa por unidade de volume (ton/m <sup>3</sup> )                    | 2,5                      |
| Peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )                                   | 25                       |
| Coeficiente de Poisson $\nu$                                         | 0,2                      |

## 3.4.4.2. Aço

O aço utilizado em varões foi do tipo A 400 NR e, de seguida, serão apresentadas as duas caraterísticas. De uma forma geral, utiliza-se os varões nervurados para melhorar a aderência entre a armadura e o betão.

Tabela 3.2 – Caraterísticas mecânicas do aço

| <b>A 400 NR</b>                                          |                          |
|----------------------------------------------------------|--------------------------|
| Valor caraterístico da tensão de cedência $f_{yk}$ (MPa) | 400                      |
| Valor de cálculo da resistência $f_{yd}$ (MPa)           | $\frac{400}{1,15} = 348$ |
| Módulo de elasticidade $E_s$ (GPa)                       | 200                      |
| Peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )                       | 77                       |
| Coeficiente de Poisson $\nu$                             | 0,3                      |

## 3.4.4.3. Tijolo maciço

O tijolo maciço também foi utilizado na construção do edifício, o qual é disposto nas paredes exteriores. Este material de construção apresenta vários tipos, que variam em função da matéria-prima, do formato e acabamento. Neste caso, utiliza-se o tijolo maciço aparente com um peso volúmico de 18 kN/m<sup>3</sup>.

## 3.4.5. Solo de fundação

A interação entre o solo e a estrutura, relação solo-estrutura, pode ser, muitas das vezes, um aspeto muito pertinente para a resistência sísmica, isto porque o solo de fundação pode ajudar a dissipar parte da ação sísmica e, desse modo, provocar uma destruição a menor escala.

Seja o projeto estrutural das fundações um elemento essencial para qualquer tipo de avaliação, no entanto, no nosso estudo não é um elemento disponível, o que conduz a uma dificuldade de avaliação do tipo de terreno a considerar. Além disso, também não foram realizados ensaios geotécnicos que permitissem obter essa informação, como por exemplo, ensaios SPT, uma vez que a partir dos parâmetros obtidos era possível identificar o tipo de terreno.

Com isto significa que não há informações precisas, onde se consiga obter uma relação exata entre o solo e a estrutura, nem classificar o tipo de terreno onde o edifício está inserido.

#### 3.4.6. Classificação das ações consideradas

Em conformidade com o descrito na EN 1991-1-1 [4] classifica-se as ações em ações permanentes, como por exemplo, o peso próprio é uma ação permanente fixa, e em ações variáveis, que são as denominadas por sobrecargas.

Na realização da modelação do edifício existente, “Casa Escola” BSP, foram consideradas como ações permanentes, o peso próprio, as paredes exteriores e uma carga permanente correspondente à eventuais outros elementos fixos e, em relação às sobrecargas, ações variáveis, foram quantificadas em função do tipo de ocupação.

- Peso próprio (PP)

O peso próprio das construções é considerado como uma ação permanente fixa e, neste caso, admite-se o peso volúmico do betão igual a  $25 \text{ kN/m}^3$ .

- Paredes exteriores (PE<sub>Ext</sub>)

As paredes exteriores permanentes são consideradas como uma ação permanente, porém, o seu preenchimento é de tijolo maciço aparente e, nesse sentido, admite-se o peso volúmico desse material igual a  $18 \text{ kN/m}^3$ .

No entanto, as cargas distribuídas resultantes destas paredes aplicam-se a todas as vigas da periferia do edifício, com a exceção das vigas correspondentes a uma parte da cobertura, as quais não suportam paredes exteriores.

- Parcela permanente das sobrecargas (PPS)

No sentido de se considerar a ação permanente das sobrecargas vai assumir-se uma carga uniformemente distribuída no valor de  $2 \text{ kN/m}^2$ , em todos os pisos.

- Sobrecargas (Q)

Para determinação do valor das sobrecargas recorreu-se à EN 1991-1-1, capítulo 6, sendo que estas ações são classificadas em função da ocupação do edifício.

Em conformidade com o que já foi mencionado anteriormente, para este edifício não se admitiu uma ocupação específica. Nesse sentido, na ausência de especificação de utilização das diferentes áreas por piso, adotou-se as sobrecargas de utilização como armazenamento e sala de reunião, em que cada uma corresponde a 50% da área do edifício, o que significa que se considerou duas categorias distintas para os quatro pisos e uma categoria para a cobertura.

Logo, para os primeiros dois pisos foi considerada a categoria E1 – “Locais suscetíveis de acumulação de mercadorias, incluindo zonas de acesso”, para os restantes dois pisos foram considerados a categoria C3 – “Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio”. Por último, perante a descrição realizada para a cobertura, considera-

se uma sobrecarga da categoria K – “Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros”.

Para o valor da sobrecarga associada à categoria K foi necessário realizar uns cálculos auxiliares, a partir do conteúdo descrito no ponto 6.3.4.2 (5) e (6) e através de uma pequena pesquisa, na qual se identificou as características do helicóptero H125. De seguida, estão apresentadas algumas das informações essenciais acerca deste tipo de helicóptero, tabela 3.3, e os respetivos cálculos efetuados.

Tabela 3.3 – Informações sobre o helicóptero H125

| <b>Helicóptero H125</b>   |                    |
|---------------------------|--------------------|
| <b>Dimensões</b>          |                    |
| Comprimento               | 12,90 m            |
| Diâmetro do rotor         | 10,69 m            |
| <b>Caraterísticas</b>     |                    |
| Carga útil                | 976 kg             |
| Peso máximo de descolagem | 2250 kg = 22,06 kN |



Figura 3.7 – Helicóptero H125

Pelas informações dadas na tabela 3.3:

Carga de descolagem do helicóptero,  $Q = 22,06 \text{ kN}$

Para o presente caso de estudo, perante o descrito na EN 1991-1-1, seção 6.3.4.2:

$$20 < Q \leq 60 \text{ kN}$$

⇒ HC2: Valor caraterístico da carga de descolagem:  $Q_k = 60 \text{ kN}$

Dimensão da área carregada (m x m):  $0,3 \times 0,3$

Podemos verificar que estamos no lado da segurança, sendo que a carga considera em comparação com a carga inicial de descolagem é de muito maior valor. Ainda assim, ao valor dessa carga  $Q_k$  é necessário aplicar o coeficiente dinâmico  $\varphi$ , de forma a ter em conta os efeitos de impacto, o qual se adota o valor de 1,40:

$$Q_k \cdot \varphi = 60 \cdot 1,40 = 84 \text{ kN} \quad 2.1$$

O valor desta carga corresponde ao valor total, contudo, temos de dividir este valor de carga total pelo número de pernas do helicóptero considerado, o qual, pela observação direta da figura 3.7, corresponde a quatro pernas.

$$\text{Carga/perna: } \frac{84}{4} = 21 \text{ kN} \quad 2.2$$

Posto isto e considerando que a área carregada, em metros, é de 0,30 x 0,30, obtêm-se a correspondente carga distribuída:

$$\text{Carga distribuída: } \frac{21}{0,30 \cdot 0,30} = 233,3(3) \text{ kN/m}^2 \quad 2.3$$

Na tabela seguinte, tabela 3.4, estão apresentados os valores das sobrecargas, segundo a EN 1991-1-1.

Tabela 3.4 – Valores característicos das sobrecargas

| Categoria da sobrecarga | $\psi_{2,i}$ | $\varphi$ | $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ | Valor da sobrecarga $q_k$ (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|--------------|-----------|-----------------------------------------|------------------------------------------------|
| C3                      | 0,60         | 0,50      | 0,30                                    | 4,0                                            |
| E1                      | 0,80         | 1,00      | 0,80                                    | 7,5                                            |
| K                       | 1,00         | 0,00      | 0,00                                    | 233,3(3)                                       |

### 3.5. CARATERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

#### 3.5.1. Classe de importância

Conforme o descrito do capítulo 2 no que diz respeito às definições das classes de importância considera-se que este edifício pertence à classe de importância tipo I, apesar de pertencer a um quartel dos bombeiros, não é um edifício com a mesma relevância, sendo somente um edifício para treinos e, desse modo, classifica-se como “Edifício de importância menor para a segurança pública”.

A cada uma destas classes de importância está associado um coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , e, neste caso, sendo um edifício localizado em Portugal Continental e associado à classe IV, os valores desse coeficiente em função do tipo da ação sísmica estão apresentados na tabela 3.4.

Tabela 3.5 – Coeficiente de importância,  $\gamma_I$

| Classe de Importância | Ação sísmica Tipo 1 | Ação sísmica Tipo 2 |
|-----------------------|---------------------|---------------------|
| I                     | 0,65                | 0,75                |

Ao multiplicar os valores de referência da aceleração máxima,  $a_{aR}$ , identificados na tabela 4.5, e o coeficiente de importância obtêm-se o valor de cálculo de referência da aceleração máxima,  $a_g$ , correspondente, este valor de aceleração é o usado para a quantificação dos valores dos espectros de resposta. Para cada ação sísmica é apresentado na tabela 4.12 a respetiva aceleração de cálculo.

Tabela 3.6 – Aceleração de cálculo

|                            | $a_{gR}(m/s^2)$ | $\gamma I$ | Aceleração de cálculo<br>à superfície, $a_g$<br>( $m/s^2$ ) |
|----------------------------|-----------------|------------|-------------------------------------------------------------|
| <b>Ação sísmica Tipo 1</b> | 0,35            | 0,65       | 0,2275                                                      |
| <b>Ação sísmica Tipo 2</b> | 0,80            | 0,75       | 0,60                                                        |

### 3.5.2. Número de pisos

Em conformidade com a limitação relativa ao número de pisos, o edifício em estudo não satisfaz, uma vez que eles só não consideram como pisos as caves e subcaves que estejam totalmente enterradas de um edifício.

### 3.5.3. Regularidade estrutural

A avaliação da regularidade estrutural dos edifícios é um dos aspetos que influencia muito o comportamento que a estrutura apresenta quando sujeita a uma ação sísmica. Isto porque ao realizar-se esta análise é possível entender que quanto mais regular for a estrutura, melhor será o comportamento que esta terá. O que se pode concluir que ao definir-se uma estrutura o mais regular possível está-se a garantir um melhor desempenho de todos os seus elementos estruturais, assim como um melhor comportamento à ação sísmica.

Contudo, nem todas as estruturas se apresentam como regulares, o que pode implicar grandes variações de rigidez e de massa nas mesmas e, esse mesmo fato, resulta que, em determinados locais, ocorram concentrações de tensões/deformações que levam, posteriormente, a situações de colapso da estrutura.

#### 3.5.3.1. Regularidade estrutural em planta

No que diz respeito à avaliação da regularidade em planta considera-se que o edifício é regular quando satisfaz determinadas condições, as quais foram descritas nesta dissertação mais concretamente no capítulo 2. Nesta parte do trabalho será avaliada e verifica a regularidade do edifício em estudo [17].

### Esbelteza do edifício

Tabela 3.7 – Esbelteza do edifício

| $L_{máx}$ (m) | $L_{min}$ (m) | $\lambda$ | $\lambda \leq 4$ |
|---------------|---------------|-----------|------------------|
| 16,4          | 3,1           | 5,29      | Não verifica     |

### Centro de Massa (C.M.) e Centro de Rigidez (C.R.)

Para o cálculo do centro de massa, ponto onde se admite a concentração de toda a massa da estrutura, ou seja, para o seu cálculo são considerados todos os elementos constituintes do edifício, recorreu-se as seguintes expressões:

$$\begin{cases} X_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_{total}} \\ Y_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_{total}} \end{cases} \quad 3.4$$

Em que:

$X_{CM}$ ;  $Y_{CM}$  – Abcissa e ordenada do centro de massa do edifício em relação ao referencial adotado, respetivamente (m);

$m_i$  – Massa do elemento estrutural  $i$  (kN. s<sup>2</sup>/m);

$x_i$ ;  $y_i$  – Abcissa e ordenada do centro geométrico de cada elemento estrutural  $i$  em relação ao referencial adotado, respetivamente (m).

O centro de rigidez definido em cada piso constitui o ponto que não sofre translação ao ser sujeito a um momento torsor, sendo que apenas ocorrem movimentos de translação quando neste atuam forças horizontais. Para a determinação deste ponto consideram-se somente os elementos resistentes classificados como elementos sísmicos primários e recorreu-se às expressões seguintes:

$$\begin{cases} X_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \\ Y_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}} \end{cases} \quad 3.5$$

Onde:

$X_{CR}$ ;  $Y_{CR}$  – Abcissa e ordenada do centro de rigidez do edifício em relação ao referencial adotado, respetivamente (m);

$I_{xi}$  – Inércia do elemento estrutural  $i$  em torno do eixo  $x$  (m<sup>4</sup>);

$I_{yi}$  – Inércia do elemento estrutural  $i$  em torno do eixo  $y$  (m<sup>4</sup>);

$x_i$ ;  $y_i$  – Abcissa e ordenada do centro geométrico de cada elemento estrutural  $i$  em relação ao referencial adotado, respetivamente (m).

Ambos os valores apresentados para cada um dos centros mencionados anteriormente foram determinados através do programa de cálculo utilizado, onde se considera que a origem do referencial adotado para a determinação das coordenadas corresponde ao canto inferior esquerdo, em planta, na base do edifício, pilar 1, como está identificado na figura.3.8.

Tabela 3.8 – Coordenadas do centro de massa (C.M.) e do centro de rigidez (C.R.)

| Piso | Centro de Massa (C.M.) |          | Centro de Rigidez (C.R.) |          |
|------|------------------------|----------|--------------------------|----------|
|      | $X_{CM}$               | $Y_{CM}$ | $X_{CR}$                 | $Y_{CR}$ |
| 1    | 9,34                   | 4,37     | 6,61                     | 4,25     |
| 2    | 9,38                   | 4,38     | 6,69                     | 4,25     |
| 3    | 9,38                   | 4,38     | 6,69                     | 4,25     |
| 4    | 9,38                   | 4,38     | 6,69                     | 4,25     |

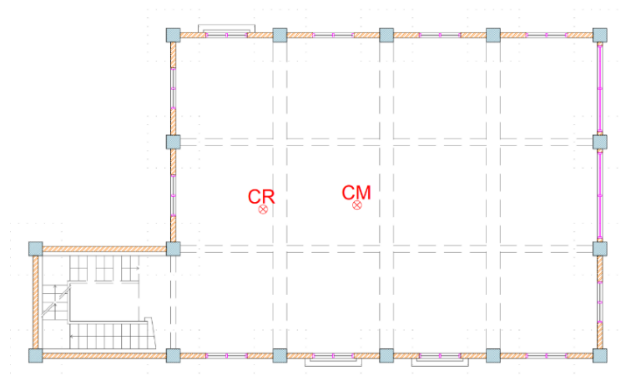


Figura 3.8 – Referencial adotado para a determinação das coordenadas de todos os pisos e localização do centro de rigidez e de massa em relação ao piso 1

### Excentricidade Estrutural

A excentricidade estrutural,  $e_0$ , consiste na diferença entre o centro de rigidez e o centro de massa medida na direção perpendicular à direção de cálculo em análise.

Tabela 3.9 – Coordenadas dos centros de rigidez e de massa e valores da excentricidade estrutural de cada piso

| Piso      | Coordenadas do Centro de Rigidez (C.R.) (m) |          | Coordenadas do Centro de Massa (C.M.) (m) |          | $e_{0x}$ (m) | $e_{0y}$ (m) |
|-----------|---------------------------------------------|----------|-------------------------------------------|----------|--------------|--------------|
|           | $X_{CR}$                                    | $Y_{CR}$ | $X_{CM}$                                  | $Y_{CM}$ |              |              |
| 1         | 6,61                                        | 4,25     | 9,34                                      | 4,37     | 2,73         | 0,12         |
| 2         | 6,69                                        | 4,25     | 9,38                                      | 4,38     | 2,69         | 0,13         |
| 3         | 6,69                                        | 4,25     | 9,38                                      | 4,38     | 2,69         | 0,13         |
| 4         | 6,69                                        | 4,25     | 9,38                                      | 4,38     | 2,68         | 0,13         |
| Cobertura | 2,00                                        | 1,55     | 5,01                                      | 2,73     | 3,01         | 1,18         |

### Raio de torção e raio de giração

Tal como já foi apresentado, um dos requisitos da regularidade em planta indica que para cada nível e para cada direção ortogonal  $x$  e  $y$ , a excentricidade estrutural,  $e_0$ , e o raio de torção,  $r$ , devem satisfazer as condições seguintes, as quais estão devidamente explicadas no capítulo 2:

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \\ e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y \end{cases} \quad 3.6$$

$$\begin{cases} r_x \geq l_s \\ r_y \geq l_s \end{cases} \quad 3.7$$

O raio de giração,  $l_s$ , é determinado pela seguinte expressão:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad 3.8$$

Onde:

$I_p$  – Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso ( $m^4$ );

$m$  – Massa de cada piso ( $kN \cdot s^2/m$ ).

Em relação ao raio de torção,  $r$ , este é determinado pela raiz quadrada da relação entre a rigidez global de torção ( $K_\theta$ ) e a rigidez global de translação numa só direção ( $K_i$ ):

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \\ r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \end{cases} \quad 3.9$$

Em que:

$K_\theta$  – Rigidez de torção ( $kN \cdot m/rad$ );

$K_x$  – Rigidez de translação segundo o eixo  $x$  ( $kN/m$ );

$K_y$  – Rigidez de translação segundo o eixo  $y$  ( $kN/m$ ).

Nas tabelas 3.10 e 3.11 estão sumariamente representados os valores correspondentes aos vários parâmetros obtidos ao nível de cada piso e da cobertura, assim como a verificação das respetivas verificações (3.7) e (3.6), respetivamente.

Tabela 3.10 – Verificação da expressão 3.7

| Piso      | $r_x$  | $r_y$  | $l_s$  | $r_x \geq l_s$ | $r_y \geq l_s$ |
|-----------|--------|--------|--------|----------------|----------------|
| 1         | 9,0830 | 8,7750 | 6,1735 | Verifica       | Verifica       |
| 2         | 8,4853 | 8,1701 | 5,9077 | Verifica       | Verifica       |
| 3         | 8,7750 | 8,5088 | 5,9077 | Verifica       | Verifica       |
| 4         | 9,5603 | 9,5394 | 5,9077 | Verifica       | Verifica       |
| Cobertura | 5,8635 | 6,2068 | 6,5190 | Não verifica   | Não verifica   |

Tabela 3.11 – Valores de excentricidade e verificação da expressão 3.6

| Piso      | $e_{0x}$ (m) | $0,30 \cdot r_x$ | $e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$ | $e_{0y}$ (m) | $0,30 \cdot r_y$ | $e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y$ |
|-----------|--------------|------------------|------------------------------|--------------|------------------|------------------------------|
| 1         | 2,73         | 2,7249           | Não verifica                 | 0,12         | 2,6325           | Verifica                     |
| 2         | 2,69         | 2,5456           | Não verifica                 | 0,13         | 2,4510           | Verifica                     |
| 3         | 2,69         | 2,6325           | Não verifica                 | 0,13         | 2,5526           | Verifica                     |
| 4         | 2,68         | 2,5681           | Não verifica                 | 0,13         | 2,8618           | Verifica                     |
| Cobertura | 3,01         | 1,7591           | Não verifica                 | 1,18         | 1,8620           | Verifica                     |

Com base na análise das duas tabelas apresentadas anteriormente, tabela 3.10 e 3.11, pode concluir-se que embora a maioria das verificações seja confirmada, a expressão (3.6) não é verificada em nenhum dos pisos referente à excentricidade estrutural segundo a direção  $x$ . Relativamente à expressão (3.7) também não é verificada para o nível da cobertura.

### 3.5.3.2. Regularidade estrutural em altura

Relativamente à regularidade estrutural em altura, as condições que definem se um edifício é regular ou não em altura encontram-se no ponto 2.3.3.2 no capítulo 2 da presente dissertação.

A avaliação da regularidade em altura considera-se um ponto fundamental, sendo que se exige à estrutura uma continuidade estrutural ao longo da altura, mas no caso de existirem variações devem ser graduais e não súbitas, de modo a não condicionar de forma acentuada a regularidade na resposta adequada quando é imposta uma ação sísmica.

No caso específico deste edifício, além de não apresentar qualquer recuo, verifica-se que os elementos estruturais resistentes às ações laterais são constantes desde a fundação até ao topo de edifício e existe uma pequena variação em relação à massa e à rigidez lateral do piso 1 para os restantes, a qual se considera uma redução gradual não provocando variações muito significativas. Deste modo, assume-se que o edifício é regular em altura.

### 3.5.4. Interação com edifícios adjacentes

No contexto deste edifício é possível afirmar que estamos perante um edifício isolado, pelo qual não é necessário verificar nenhuma limitação.

### 3.5.5. Condições geotécnica locais

Como já é de conhecimento, a interação solo-estrutura é um fator relevante ao nível da avaliação da resistência sísmica de um edifício [18]. Contudo, neste projeto não constam informações sobre as características do solo nem foram realizados ensaios geotécnicos em que seja possível, a partir deles, identificar os vários parâmetros para classificar o terreno conforme a norma, tal como já mencionado.

Porém e de forma a conceber-se um estudo mais rigoroso e completo, optou-se, neste caso, por considerar dois tipos de terreno, A e C, sendo que a caracterização geomorfológica da área abrangida pelo edifício e a zona envolvente está fundamentada na Carta Geotécnica do Porto [19] e, além disso, recorreu-se a um documento correspondente a um estudo prévio realizado para a recente obra do Metro do Porto [20]. Além disso, ao analisar o espectro de resposta considerando diferentes terrenos consegue-se ter uma resposta mais abrangente sobre um estudo mais global sobre as edificações na Cidade do Porto.

### 3.5.6. Zona sísmica

Em conformidade com a EN 1998-1 considera-se duas tipologias da ação sísmica, ação sísmica tipo 1 e tipo 2, as quais já foram definidas na seção 2.4 no capítulo 2 desta dissertação. O Anexo Nacional dessa mesma norma define, para Portugal, o coeficiente da zona sísmica e o valor da aceleração máxima de referência associado,  $a_{aR}$ .

Ao analisar a figura 2.1 no capítulo 2 e sendo o edifício localizado no distrito do Porto é possível identificar os valores dos respetivos parâmetros associados a cada uma da tipologia. Esses mesmos valores constam na tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Coeficiente da zona sísmica e a respetiva aceleração de referência

|                            | Zona sísmica | Aceleração, $a_{aR}$ (m/s <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|--------------|------------------------------------------|
| <b>Ação sísmica Tipo 1</b> | 1.6          | 0,35                                     |
| <b>Ação sísmica Tipo 2</b> | 2.5          | 0,80                                     |

### 3.5.7. Elementos Sísmicos Primários e Secundários

Tal como é referido na cláusula 4.2.2 da EN 1998-1, os elementos estruturais existentes numa determinada estrutura podem ser classificados em dois tipos, os quais se distinguem pela sua capacidade de resistir à ação sísmica. Elementos sísmicos primários consistem nos elementos projetados para resistir à ação sísmica, fazendo parte do sistema resistente às ações laterais. Já os elementos sísmicos secundários são os que não fazem parte desse sistema resistente e, por isso, a resistência e a rigidez deles às ações sísmicas devem-se desprezar.

De forma prática, tira-se vantagens em considerar todos os elementos estruturais com capacidade de dissipação de energia como sendo elementos primários, o que mobiliza toda a estrutura para resistir à ação sísmica. Desse modo, para o edifício em estudo todos os elementos sísmicos foram considerados como primários.

### 3.5.8. Coeficiente de solo

Tal como é apresentado no capítulo 2, seção 2.7.6 da presente dissertação, o coeficiente de solo é definido em função do valor da aceleração de cálculo à superfície. Porém, como também é determinado em função do parâmetro  $S_{máx}$ , o qual depende do tipo de terreno, vai-se obter valores diferentes correspondentes aos dois tipos de terreno considerados, tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Coeficiente de solo

| Ação Sísmica | $a_g$ (m/s <sup>2</sup> ) | Parâmetro definidor | Tipo de terreno | Coeficiente de solo, S |
|--------------|---------------------------|---------------------|-----------------|------------------------|
| Tipo 1       | 0,2275                    | $a_g \leq 1$        | A               | 1,00                   |
|              |                           |                     | C               | 1,60                   |
| Tipo 2       | 0,60                      | $a_g \leq 1$        | A               | 1,00                   |
|              |                           |                     | C               | 1,60                   |

Na EN 1998-1, NA – 3.2.1(4), descreve que, para Portugal, são consideradas zonas de baixa sismicidade quando  $a_g \cdot S \leq 0,98$  m/s<sup>2</sup> para ambos os tipos de ação sísmica. Desse modo, verifica-se na tabela 3.14, de seguida, com os valores de S anteriormente calculados.

Tabela 3.14 – Verificação da sismicidade

| Ação Sísmica  | $a_g$ (m/s <sup>2</sup> ) | S    | $a_g \cdot S$ | $a_g \cdot S \leq 0,98$ |
|---------------|---------------------------|------|---------------|-------------------------|
| <b>Tipo 1</b> | 0,2275                    | 1,00 | 0,2275        | Verifica                |
|               |                           | 1,60 | 0,364         | Verifica                |
| <b>Tipo 2</b> | 0,60                      | 1,00 | 0,60          | Verifica                |
|               |                           | 1,60 | 0,96          | Verifica                |

Posto isto, verifica-se que a condição é verificada em todos os casos considerados neste trabalho, logo pode-se considerar que estamos perante uma situação de baixa a moderada sismicidade.

### 3.5.9. Classes de ductilidade

A definição correta da classe de ductilidade é um aspeto com uma relevância significativa para que seja determinado um coeficiente de comportamento aceitável para a estrutura em estudo [18].

Perante as classes apresentadas pela legislação, EN 1998-1, tendo em consideração o nível de sismicidade existente, em geral, na Cidade do Porto e, além disso, avaliando a verificação efetuada na tabela 3.14 pode concluir-se que estamos perante um caso de moderada sismicidade, por isso, assumiu-se uma classe DCM.

### 3.5.10. Coeficiente de comportamento

O conceito de coeficiente de comportamento já foi mencionado no capítulo 2 da presente dissertação e, nesse mesmo capítulo, é possível comprovar que existe uma vasta gama de coeficientes e que estes são dependentes das tipologias estruturais das estruturas.

Posto isto, o valor do coeficiente de comportamento utilizada para esta fase de modelação foi calculado para expressão 2.9, a qual pode ser consultada no capítulo 2, onde está convenientemente explicada.

De acordo com o edifício em estudo que é definido como um sistema porticado com vários pisos e com a classe de ductilidade média (DCM), contudo, distinto nas duas direções, X e Y, ou seja, na direção X estamos perante um caso de um pórtico com vários tramos, o que equivale a um sistema misto, já na direção Y estamos num caso de um pórtico definido com um só tramo. Sendo este fato relevante para determinar o valor do parâmetro  $q_0$ , como será demonstrado em seguida.

Tabela 3.15 – Cálculo do coeficiente de comportamento,  $q$

|                  | $q_0$ - DCM                           | $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ | $q_0$ | $k_w$ | $q$  | $q \geq 1,5$ |
|------------------|---------------------------------------|-----------------------------|-------|-------|------|--------------|
| <b>Direção X</b> | $3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ | 1,3                         | 3,90  | 1,0   | 3,90 | Verifica     |
| <b>Direção Y</b> |                                       | 1,2                         | 3,60  | 1,0   | 3,60 | Verifica     |

Como se pode verificar a diferença entre os valores do coeficiente  $q$  nas duas direções pode ser considerada insignificante, porém, irão ser apresentados os resultados dos espectros associados a ambos os valores.

### 3.5.11. Definição da ação sísmica

Tal como está apresentado na seção 2.4.2 do capítulo 2, a ação sísmica é definida e qualificada por espectros de resposta, os quais podem ser de resposta elástica ou de cálculo, sendo diferenciados por serem influenciados ou não pelo coeficiente de comportamento, respetivamente.

Estes espectros são caracterizados em função de parâmetros que estão diretamente relacionados com o tipo de terreno, no qual o edifício está fundado, e do tipo de ação sísmica, tipo 1 e 2. Estes parâmetros qualificadores são os seguintes,  $S_{máx}$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ .

A EN 1998-1: 2010 [10] associa cada tipo de terreno (A, B, C, D e E) aos valores dos parâmetros descritos. No presente caso, como já referido, será realizado um estudo para os tipos de terreno A e C, de forma a ser um estudo mais abrangente.

Ambos os espectros foram definidos para um período de 4 segundos, de forma a ser possível observar-se melhor o comportamento da curva, e para um período de vibração,  $T$ , igual 0,10 segundos. Em casos de estruturas de betão armado considera-se um coeficiente de amortecimento de 5%, o qual corresponde a um valor de  $\eta = 1,0$ .

Nas tabelas seguintes encontram-se os valores recomendados correspondentes aos critérios para ambos os tipos de terreno, considerando a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

Tabela 3.16 – Valores dos parâmetros utilizados nos espectros de resposta elástica e de cálculo para a ação sísmica tipo 1

| Tipo de terreno | $S_{m\acute{a}x}$ (s) | $T_B$ (s) | $T_C$ (s) | $T_D$ (s) |
|-----------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|
| A               | 1,00                  | 0,10      | 0,60      | 2,00      |
| C               | 1,60                  | 0,10      | 0,60      | 2,00      |

Tabela 3.17 – Valores dos parâmetros utilizados nos espectros de resposta elástica e de cálculo para a ação sísmica tipo 2

| Tipo de terreno | $S_{m\acute{a}x}$ (s) | $T_B$ (s) | $T_C$ (s) | $T_D$ (s) |
|-----------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|
| A               | 1,00                  | 0,10      | 0,25      | 2,00      |
| C               | 1,60                  | 0,10      | 0,25      | 2,00      |

#### 3.5.11.1. Espectro de resposta elástica

Pelas expressões 2.1 a 2.4, as quais definem o espectro de resposta elástica, obteve-se os gráficos seguintes, figura 3.9 e 3.10, que representam a forma dos espectros. No anexo 3 encontram-se os resultados detalhados para cada tipo de terreno.

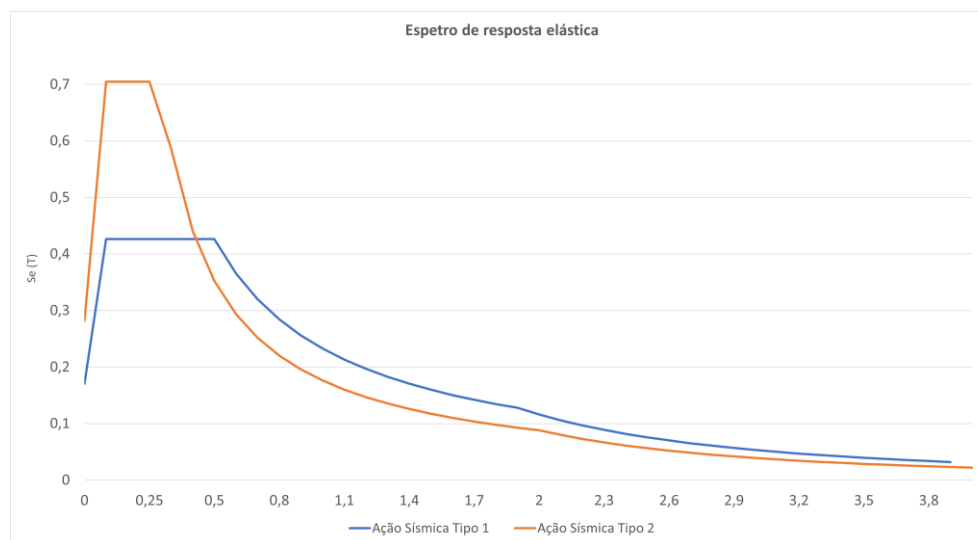


Figura 3.9 – Espectro de resposta elástica associado ao terreno A

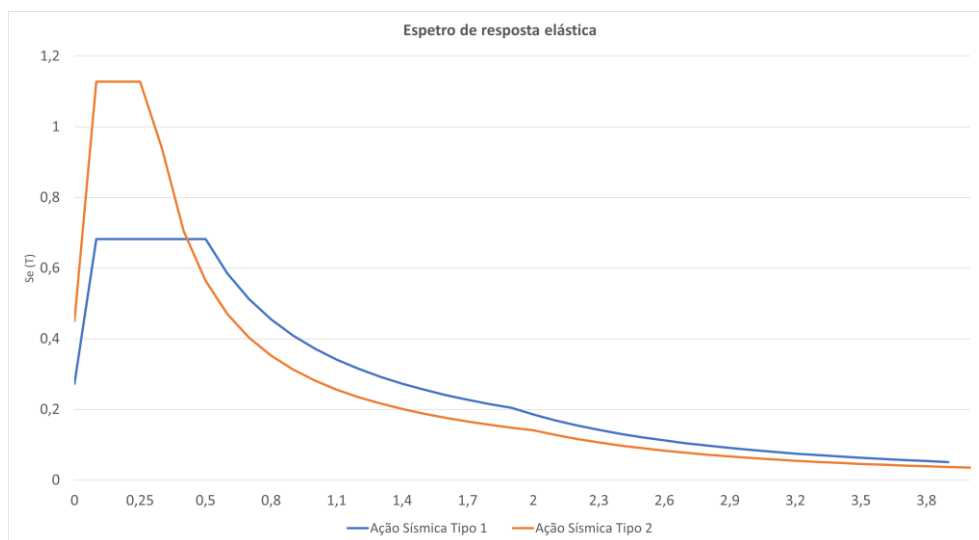


Figura 3.10 – Espectro de resposta elástica associado ao terreno C

### 3.5.11.2. Espectro de resposta de cálculo

Para a realização da análise elástica o espectro de resposta utilizado é o de cálculo, o qual já foi descrito no capítulo 2 nas expressões 2.5 a 2.8. A representação gráfica deste tipo de espectro necessita, além dos parâmetros mencionados pelas tabelas 3.16 e 3.17, de que sejam quantificados outros coeficientes, sendo eles o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal,  $\beta$ , o qual usou-se o valor recomendado igual a 0,2, e o coeficiente de comportamento que no presente caso foram determinados dois valores,  $q = 3,90$  e  $q = 3,60$ , apesar de serem valores aproximados efetuou-se os espectros para ambos.

Em anexo encontram-se os resultados detalhados referentes a cada um dos gráficos apresentados de seguida, anexo 4.

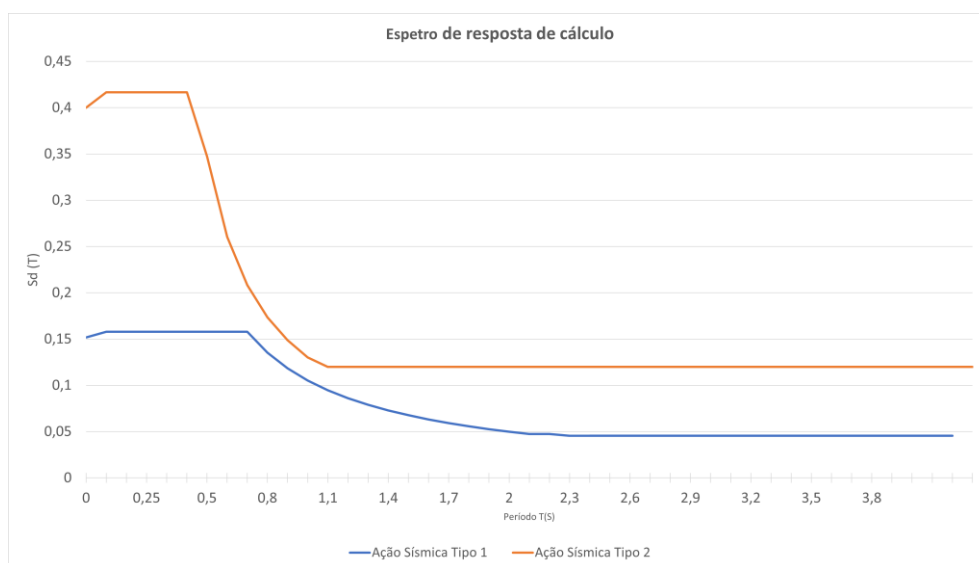


Figura 3.11 – Espectro de resposta de cálculo para o terreno A e  $q=3,60$

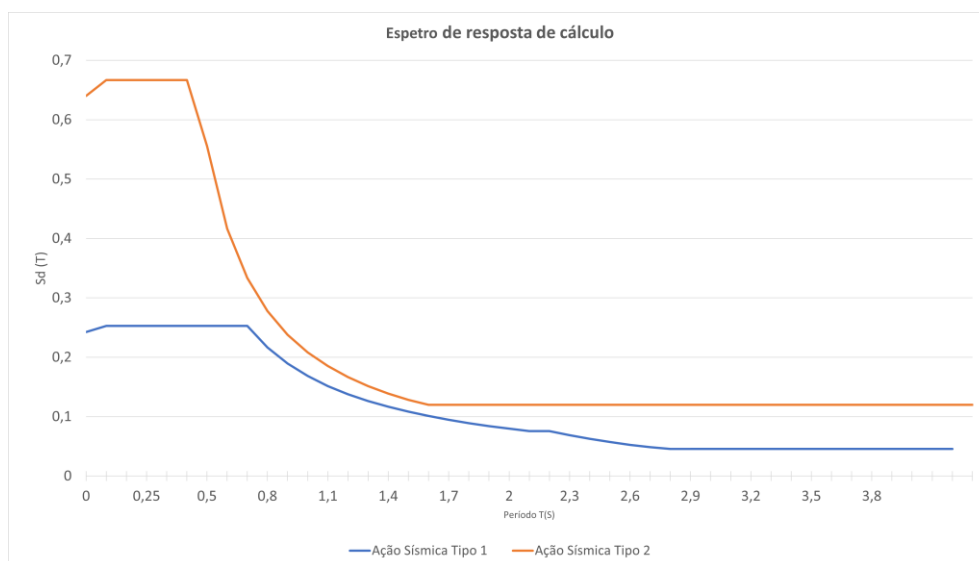


Figura 3.12 – Espectro de resposta de cálculo para o terreno C e  $q=3,60$



Figura 3.13 – Espectro de resposta de cálculo para o terreno A e  $q=3,90$



Figura 3.14 – Espectro de resposta de cálculo para o terreno C e  $q=3,90$

Tal como é possível verificar em todas as representações demonstradas o comportamento das representações gráficas são muito semelhantes, contudo, o terreno C exhibe valores mais elevados para o para as duas situações.

Comparativamente entre os espectro correspondentes a um coeficiente de comportamento de 3,6 e 3,9, apesar de diferenças pouco significativas, nota-se que para o coeficiente de 3,6, menor valor, os valores de definição da ação sísmica são maiores do que os correspondentes ao 3,9. Nesse sentido, nos pontos seguintes desta dissertação, nomeadamente na realização da análise estrutural e modelação do edifício, o coeficiente de comportamento considerado é o 3,60, dado que a diminuição do valor do coeficiente de comportamento é proporcional ao aumento das forças sísmicas [18].

# 4

## MODELAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE ESTRUTURAL

### 4.1. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO UTILIZADO

A modelação numérica do edifício em estudo foi realizada a partir do software ROBOT, Autodesk Robot Structural Analysis, de um modelo tridimensional, sendo este um programa de cálculo bastante competente que efetua a análise de estruturas pelo método dos elementos finitos.

O ROBOT é considerado como um dos softwares profissionais mais adequado para calcular e dimensionar os vários tipos de estruturas existentes ou novas, visto que é uma ferramenta de análise estrutural avançada que permite realizar análises lineares e não lineares de modelos de construção. Este fornece aos engenheiros estruturais capacidades avançadas de simulação e análise de construção de estruturas grandes e complexas.

Apesar disso, relativamente às análises não lineares ainda se apresenta com algumas limitações, as quais não permitem obter resultados tão precisos como deveria ser esperado e como acontece com a realização das análises lineares.

### 4.2. CONFIGURAÇÕES INICIAIS

Como já foi mencionado na presente dissertação, para a realização deste estudo foram disponibilizados vários documentos que dispõem de vários dados, como por exemplo, as plantas estruturais dos diferentes pisos, alçados e um corte longitudinal do edifício e pormenores construtivos dos diversos elementos, pilares, vigas e lajes apresentadas no anexo 1 e 2.

Uma das potencialidades deste programa é a possibilidade de inserção dos diversos elementos de uma estrutura por meio de uma grelha, X, Y e Z, que é previamente definida. Esta ferramenta é muito útil, sendo que permite a homogeneização de todo o trabalho, dado que se garante um maior controle na inserção dos elementos estruturais tridimensionais.

Desse modo, inicialmente, na realização da modelação numérica, o passo é a definição dessa mesma grelha com os eixos pelos quais será, posteriormente, realizada a introdução dos elementos estruturais.

Um outro aspeto fundamental é que a introdução dos elementos estruturais é realizada pelo seu centro de gravidade.

A grelha geral dos eixos X e Y é definida a partir do comando “*Geometria – Definição do eixo*” dado pelo programa ROBOT.

Na direção X os eixos foram denominados de A a F e ao longo da direção Y foram denominados de 1 a 4, forma idêntica à apresentada nas plantas fornecidas em AutoCAD no anexo 1.

As coordenadas dos eixos, ao longos do eixo X, Y e Z são definidas na tabela 4.1, as direções X e Y correspondem ao sistema de eixos em planta, já a direção Z diz respeito ao desenvolvimento vertical do edifício.

Esta direção Z é assim definida a partir do menu “*Geometria – Andares*”, em que são definidos, manualmente, os vários andares do edifício consoante a sua altura.

Uma nota importante é que todas as referências que serão apresentadas ao longo deste trabalho que englobem as direções X, Y e Z são baseadas nos eixos globais da estrutura.

Tabela 4.1 – Valores das coordenadas dos eixos da estrutura, nas direções X, Y e Z

| X     |                | Y     |                | Z         |                |
|-------|----------------|-------|----------------|-----------|----------------|
| Ponto | Coordenada (m) | Ponto | Coordenada (m) | Ponto     | Coordenada (m) |
| A     | 0,00           | 1     | 0,00           | Andar 1   | 5,25           |
| B     | 4,00           | 2     | 3,10           | Andar 2   | 9,43           |
| C     | 7,10           | 3     | 6,20           | Andar 3   | 13,61          |
| D     | 10,2           | 4     | 9,30           | Andar 4   | 17,79          |
| E     | 13,3           | -     | -              | Cobertura | 22,04          |
| F     | 16,4           | -     | -              | -         | -              |

Uma nota importante, relativamente aos valores das coordenadas associados aos andares, é que no primeiro, apesar da altura ser somente de 4,75 m considerou-se este piso com mais 0,50 m de altura, de forma a ser representada a fundação existente.

Contudo, antes de se inserir os elementos estruturais, deve ser efetuada a definição de todas as características gerais do projeto, que se pretendem criar na modelação e, sendo assim, foram definidos os parâmetros essenciais:

- Unidades de dimensões de seções, esforços, deslocamentos, etc.;
- Definição dos materiais utilizados, este programa disponibiliza uma base de dados correspondente aos Eurocódigos portugueses;
- Definição dos regulamentos em que se pretende efetuar a modelação numérica e as respetivas análises;

Todas estas definições são executadas a partir do menu “*Ferramentas – Preferências do trabalho*”.

### 4.3. MATERIAIS

Como já foi referido no capítulo 3, a classe de betão utilizada foi o C25/30.

No ROBOT, ao nível do menu “*Ferramentas – Preferências do trabalho*”, é possível definir os materiais utilizados, neste caso, a partir das definições identificadas no Eurocódigo. Na figura seguinte, figura 4.1, mostra esta propriedade.

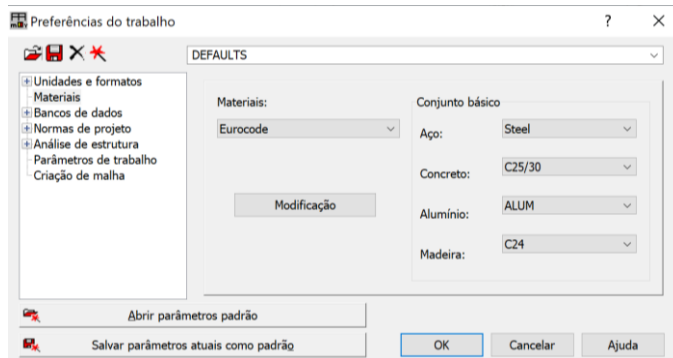


Figura 4.1 – Definição dos materiais no ROBOT

Para a realização da modelação dos materiais foram usadas as seguintes características do material:

- Material: C25/30;
- Módulo de elasticidade aos 28 dias,  $E$ : 30 000 MPa;
- Resistência ao corte,  $G$ : 12 500 MPa
- Densidade volúmica,  $\gamma$ : 25 kN/m<sup>3</sup>;
- Resistência característica do betão ao fim de 28 dias,  $f_{ck}$ : 25 MPa;**5**

#### 4.4. MODELAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Tal como está apresentado na EN 1998-1, cláusula 4.3.1 (6) e (7), para os edifícios de betão armado a rigidez dos elementos deve ser avaliada tendo em consideração o efeito da fendilhação, salvo exceções em que sejam efetuadas análises mais rigorosas onde se pode considerar que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão são iguais a metade da rigidez dos elementos não fendilhados.

Nesse sentido, considerou-se que a rigidez à torção dos elementos estruturais era nula e estabeleceu-se os efeitos acidentais de torção de acordo com o disposto na cláusula 4.3.2 do EC8-1.

Para a modelação dos elementos pilares e vigas recorreu-se a elementos designados como elementos de barra, os quais é possível definir as seções com material base e seção igual à imposta no projeto. Contudo, para dos elementos tipo lajes a modelação foi realizada como sendo um diafragma rígido horizontal.

##### 4.4.1. Modelação de pilares e de vigas

No ROBOT, ambos os elementos, pilares e vigas, são modelados como elementos de barra. A inserção das diferentes seções impostas para cada um dos elementos é efetuada a partir do menu “*Geometria – Propriedades – Seções*”.

Sendo que para o caso dos pilares de betão armado define-se como “*Coluna de CA*” com dimensões de 40,0x40,0 cm (C R40,0x40,0), já para o caso das vigas como “*Viga de CA*”, contudo, temos de criar duas seções distintas, uma vez que existem vigas principais de dimensões 40,0x60,0 cm (B R40,0x60,0) que apoiam as vigas secundárias com 20,0x40,0 cm (B R20,0x40,0) de seção.

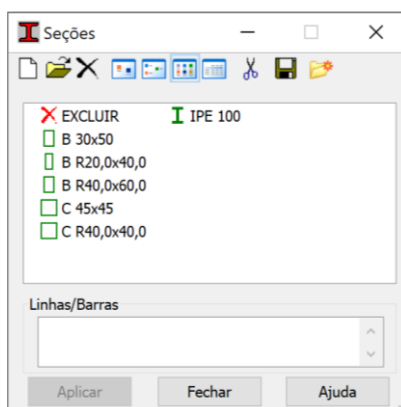


Figura 4.2 – Definição das seções dos elementos tipo pilares e vigas no ROBOT

#### 4.4.2. Modelação de lajes

Os elementos estruturais tipo lajes foram modeladas como diafragma rígido horizontal, “Laje – Diafragma Rígido”, sendo verificada a cláusula 4.3.1 (4) da EN 1998-1 no anexo 4.

Sendo que o edifício é constituído por lajes maciças de 10 cm de espessura, no ROBOT, a modelação deste tipo de lajes é realizada através de painéis homogéneos com uma altura constante correspondente à espessura pretendida para a laje. Esta propriedade está disponibilizada no menu “Geometria – Propriedades – Espessura”. A aplicação da laje é efetuada por todo o piso, contornando os pontos extremos.

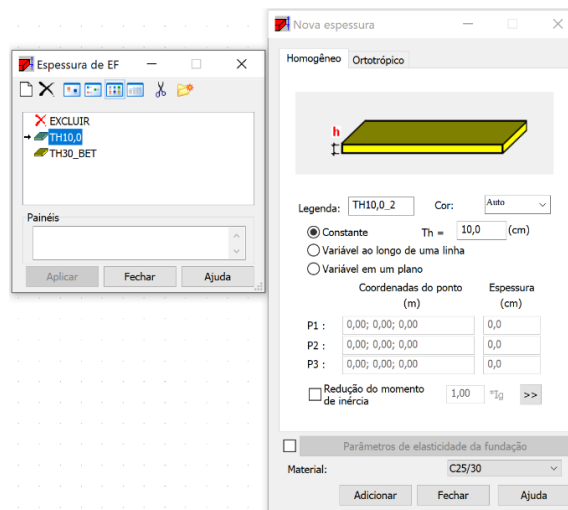


Figura 4.3 – Definição do elemento tipo laje no ROBOT

#### 4.5. MODELAÇÃO DOS APOIOS

A interação solo-estrutura não foi tido em conta neste trabalho, tal como já foi referido num ponto anterior do trabalho. Poder-se-ia optar por modelar numericamente as fundações do edifício, contudo, provavelmente, os esforços sísmicos obtidos seriam inferiores, isto porque os terrenos envolventes podem ter a capacidade de dissipar alguma parcela da ação sísmica.

Todavia e não sendo o propósito principal deste trabalho, para os pilares, as fundações foram modeladas como apoios que impedem todas as translações e rotações, isto através do apoio “fixed” existente no programa no menu “Geometria – Apoios”. No caso da modelação das escadas recorreu-se ao apoio “Pinned” que corresponde ao apoio que impede todas as translações

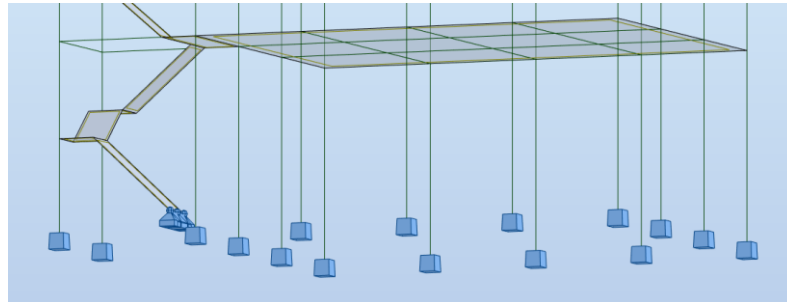


Figura 4.4 – Modelação numérica dos apoios no ROBOT

#### 4.6. MODELO GLOBAL DA ESTRUTURA

A figura 4.5 representa o modelo global da estrutura obtido a partir do programa ROBOT. Como se consegue verificar cada andar está definido com uma cor diferente.

Este modelo foi concebido pelos procedimentos anteriormente definidos e é através dele que se vai realizar todas as análises e verificações posteriores.

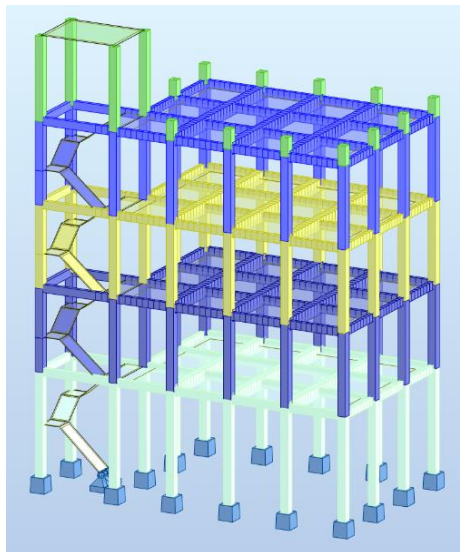


Figura 4.5 – Modelo global da estrutura do edifício

#### 4.7. APLICAÇÃO DAS AÇÕES E COMBINAÇÕES

No ROBOT são definidas as diferentes cargas aplicadas na estrutura, tanto as ações de cargas permanentes como das cargas variáveis, utilizando o menu “Cargas – Tipo de cargas”. Após isso, realiza-se a quantificação e qualificação das cargas necessárias e insere-se nas seções desejadas através do menu “Cargas – Definição de cargas”.

Ao definir as cargas, inicialmente, no programa existe uma ferramenta em que é possível se distinguir as ações das cargas permanentes e das sobrecargas, a partir do comando “*Natureza*”, sendo a definição de “*morto*” e “*ativo*” para as ações permanentes e para as sobrecargas, respetivamente.

No caso específico da sobrecarga considerada para a cobertura como categoria K, a qual se adota para utilizações especiais, nomeadamente aterragem de helicópteros, não é identificada no programa ROBOT e, por isso, define-se esta sobrecarga como “*accidental*”.

Começou-se por combinar as ações conforme as combinações identificadas no capítulo 2 na seção 2.10 da presente dissertação, relativamente ao ELU a combinação fundamental (2.13) e ao ELS a combinação quase-permanente, CQP (2.15), além dessas, a equação correspondente á cláusula 3.2.4 da EN 1998-1 referente à combinação da ação sísmica com as outras ações.

Além disso, o EC8-1 também inclui informações sobre as combinações das componentes horizontais da ação do sismo, indica que para cada tipo de sismo, cada componente horizontal de força deve ser avaliada separadamente, utilizando regras de combinação das respostas modais. Essas combinações também forma consideradas neste trabalho e estão apresentadas na seção 4.3.3.5 no Eurocódigo mencionado.

## 4.8. ANÁLISE SÍSMICA

### 4.8.1. Configuração da análise no ROBOT

Tendo em conta o edifício que está a ser estudo, que como já foi avaliado é regular em altura, mas irregular em planta, os critérios analisados pelo quadro 4.1 na EN 1998-1, apura-se que o método aplicável será o método linear por forças laterais, nesse sentido, será resumidamente descrito, completando a informação já mencionada no capítulo 2 deste trabalho, e apresentados os resultados obtidos para o caso específico em estudo.

No programa de cálculo automático utilizado é possível realizar a análise sísmica elástica linear pelo método por forças laterais através da seção “*Análise – Tipo de análise – Novo*” onde abrirá uma janela tal como está apresentada na figura 4.6.

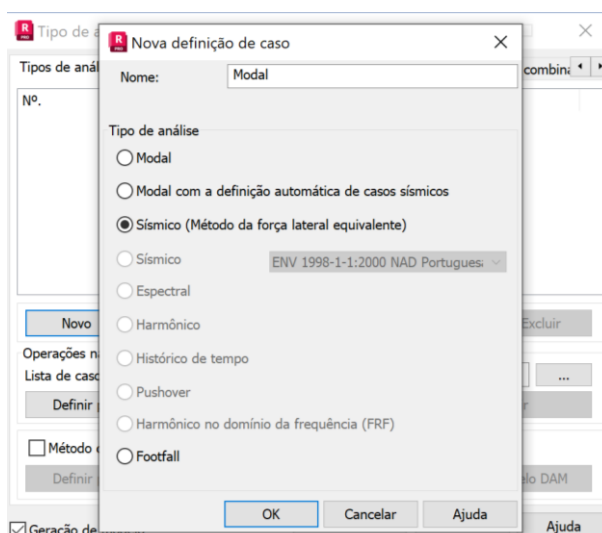


Figura 4.6 –Definição do método de análise em ROBOT

Após a definição do caso referente ao método de análise utilizado será aberta outra janela onde se faz a configuração dos parâmetros pedidos de acordo com a norma considerada que neste projeto corresponde à “EN 1998-1: 2004”.

Todos os parâmetros necessários já foram obtidos no capítulo 3 e no último ponto nesse mesmo capítulo refere-se que, apesar de dois valores distintos para o coeficiente de comportamento, a análise sísmica será realizada para o de 3,6, valor utilizado no ROBOT, e o mesmo acontece com a classificação do tipo de terreno, uma vez que se considera somente no ROBOT o terreno tipo C.

#### 4.8.2. Método de análise por forças laterais

Esta análise por forças laterais é aplicada a edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelos modos de vibração superiores ao modo fundamental em cada direção principal. Contudo, para que seja atingido este requisito, além do edifício ter de satisfazer os critérios de regularidade em altura, os períodos de vibração fundamentais nas duas direções principais,  $T_1$ , têm de cumprir os requisitos seguintes:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad 4.1$$

Tal como é descrito na cláusula 4.3.3.2.2 do EC8-1, as forças de corte sísmica na base são determinadas pela expressão seguinte, para cada uma das direções horizontais em que o edifício está a ser analisado.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad 4.2$$

Em que:

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

$m$  – Massa total do edifício;

$\lambda$  – Fator de correção, sendo igual a 0,85 em casos que  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$  e o edifício tenha mais de dois pisos, ou 1,0 nos restantes casos.

Os esforços sísmicos são calculados através da aplicação de forças horizontais nas duas direções principais, aplicadas em cada piso e distribuídas pelos sistemas resistentes às cargas laterais considerando que os pisos são rígidos no seu plano.

Ao admitir que os deslocamentos horizontais têm um crescimento linear ao longo da altura, segundo a cláusula 4.3.3.2.3 na mesma norma, as forças horizontais são determinadas pela expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad 4.3$$

Onde:

$F_i$  – Força horizontal atuante no piso  $i$ ;

$F_b$  – Força de corte sísmica na base;

$z_i$ ;  $z_j$  – Alturas das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível de aplicação da ação sísmica;

$m_i$ ;  $m_j$  – Massas dos pisos.

Uma vez analisadas as várias condições referidas anteriormente pelas expressões 4.1, 4.2 e 4.3, foi possível chegar-se aos seguintes resultados apresentados nas tabelas 4.2 a 4.4 para cada tipo de ação sísmica e considerando somente o terreno tipo C.

Tabela 4.2 – Verificação das condições impostas ao período de vibração fundamental  $T_1$ 

| Ação Sísmica | Direção | $T_1^1$ | $T_c$ | $4 \cdot T_c$ | $T_1 \leq 4 \cdot T_c$ | $T_1 \leq 2,0 \text{ s}$ |
|--------------|---------|---------|-------|---------------|------------------------|--------------------------|
| Tipo 1       | X       | 0,69    | 0,6   | 2,4           | Verifica               | Verifica                 |
|              | Y       | 0,73    | 0,6   | 2,4           | Verifica               | Verifica                 |
| Tipo 2       | X       | 0,69    | 0,25  | 1,0           | Verifica               | Verifica                 |
|              | Y       | 0,73    | 0,25  | 1,0           | Verifica               | Verifica                 |

<sup>1</sup> O valor de  $T_1$  é obtido a partir do primeiro modo de vibração com uma percentagem significativa da relação entre a massa e o fator de participação modal em cada direção.

Tabela 4.3 – Determinação da força de corte na base atuante em cada piso

| Ação Sísmica | Direção | $T_1(s)$ | $S_d(T_1)$ | $m$ (kN) | $\lambda$ | $F_b$ (kN) |
|--------------|---------|----------|------------|----------|-----------|------------|
| Tipo 1       | X       | 0,69     | 0,22303922 | 3764,2   | 0,85      | 713,6296   |
|              | Y       | 0,73     | 0,21064815 |          | 0,85      | 673,9825   |
| Tipo 2       | X       | 0,69     | 0,24509804 | 3764,2   | 1,00      | 922,5980   |
|              | Y       | 0,73     | 0,23148148 |          | 1,00      | 871,3426   |

Tabela 4.4 – Distribuição das forças sísmicas horizontais

| Piso      | $z_i(m)$ | $m_i(kN)$ | Ação sísmica Tipo 1 |              | Ação sísmica Tipo 2 |              |
|-----------|----------|-----------|---------------------|--------------|---------------------|--------------|
|           |          |           | $F_{ix}(kN)$        | $F_{iy}(kN)$ | $F_{ix}(kN)$        | $F_{iy}(kN)$ |
| 1         | 5,25     | 956,41    | 80,611              | 76,132       | 104,216             | 98,426       |
| 2         | 9,43     | 887,85    | 134,413             | 126,946      | 173,773             | 164,119      |
| 3         | 13,61    | 887,85    | 193,994             | 183,216      | 250,800             | 236,867      |
| 4         | 17,79    | 887,85    | 253,575             | 239,487      | 327,828             | 309,615      |
| Cobertura | 22,04    | 144,24    | 51,037              | 48,202       | 65,982              | 62,317       |

#### 4.8.3. Efeitos acidentais de torção

De forma a ter-se em consideração a incerteza relativa à localização das massas e à variação espacial do movimento sísmico, a cláusula 4.3.2 (1)P da EN 1998-1, estabelece que o centro de massa calculado em cada piso  $i$  deve ser deslocado, em cada direção, com uma excentricidade acidental  $e_{ai}$ :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad 4.4$$

Sendo que  $L_i$  corresponde à dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica. A determinação da excentricidade acidental pela expressão anterior segue na tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Determinação da excentricidade acidental em ambas as direções

|              | Direção x | Direção y |
|--------------|-----------|-----------|
| $L_i$ (m)    | 9,3       | 16,4      |
| $e_{ai}$ (m) | 0,465     | 0,83      |

De acordo com a seção 4.3.3.3.3 da EN 1998-1, os efeitos acidentais de torção são aplicados em cada piso com o mesmo sentido através da equação seguinte:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad 4.5$$

Em que  $M_{ai}$  corresponde ao momento torsor de eixo vertical aplicado no piso  $i$ .

Tabela 4.6 – Determinação do momento torsor accidental

| Piso             | Ação sísmica Tipo 1 |                 |           | Ação sísmica Tipo 2 |                 |           |
|------------------|---------------------|-----------------|-----------|---------------------|-----------------|-----------|
|                  | $M_{aix}(kN.m)$     | $M_{aiy}(kN.m)$ | $M_{max}$ | $M_{aix}(kN.m)$     | $M_{aiy}(kN.m)$ | $M_{max}$ |
| <b>1</b>         | 37,484              | 62,429          | 62,429    | 48,460              | 80,709          | 80,709    |
| <b>2</b>         | 62,502              | 104,095         | 104,095   | 80,804              | 134,577         | 134,577   |
| <b>3</b>         | 90,207              | 150,237         | 150,237   | 116,622             | 194,231         | 194,231   |
| <b>4</b>         | 117,912             | 196,379         | 196,379   | 152,440             | 253,884         | 253,884   |
| <b>Cobertura</b> | 23,732              | 39,526          | 39,526    | 30,682              | 51,100          | 51,100    |

No entanto, existe outra maneira de considerar os efeitos accidentais de torção conforme o disposto na EN 1998-1 cláusula 4.3.3.2.4. De ambas as formas resultam os mesmos resultados e, por isso, a utilização de uma ou de outra fica ao critério do projetista.

Este método considera que os efeitos de torção multiplicando os esforços  $F_i$  em cada elemento resistente por um coeficiente  $\delta$ :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad 4.6$$

Sendo que:

$x$  – Distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada;

$L_e$  – Distância entre os elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

Tabela 4.7 – Determinação do coeficiente  $\delta$  para os efeitos accidentais de torção

| Direção  | x        |          |          |          |          |          |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Pórtico  | 1        | 2        | 3        | 4        | -        | -        |
| $\delta$ | 1,281935 | 1,081935 | 1,124516 | 1,318065 | -        | -        |
| Direção  | y        |          |          |          |          |          |
| Pórticos | A        | B        | C        | D        | E        | F        |
| $\delta$ | 1,341707 | 1,195366 | 1,081951 | 1,031463 | 1,144878 | 1,258293 |

#### 4.8.4. Cálculo dos deslocamentos relativos devido à ação sísmica

Em casos que se realiza uma análise linear, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo,  $d_s$ , devem ser determinados a partir dos deslocamentos elásticos do sistema estrutural obtidos pela análise,  $d_e$ , pela seguinte expressão, consoante a cláusula 4.3.4 da EN 1998-1:

$$d_s = q_d \times d_e \quad 4.7$$

Em que:

$q_d$  – Coeficiente de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

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

A partir do programa de cálculo foi possível obter-se o valor do deslocamento  $d_e$  no ponto considerado que, neste caso, utilizou-se o ponto que corresponde ao nó 1 para cada um dos pisos, anexo 4. Relativamente ao coeficiente de comportamento  $q_d$  considerou-se igual ao valor de  $q$ , calculado no

ponto 3.5.8 da presente dissertação, porém, irá ser utilizado o valor de 3,60, sendo que é possível afirmar que a diminuição do coeficiente de comportamento é proporcional ao aumento das forças sísmicas [18].

Tabela 4.8 – Determinação dos deslocamentos relativos em cada piso para ambas as ações sísmicas

| Ação Sísmica | Piso      | Direção x |          | Direção y |          |
|--------------|-----------|-----------|----------|-----------|----------|
|              |           | $d_e(m)$  | $d_s(m)$ | $d_e(m)$  | $d_s(m)$ |
| Tipo 1       | 1         | 0,003     | 0,0108   | 0,002     | 0,0072   |
|              | 2         | 0,005     | 0,018    | 0,004     | 0,0144   |
|              | 3         | 0,007     | 0,0252   | 0,006     | 0,0216   |
|              | 4         | 0,008     | 0,0288   | 0,006     | 0,0216   |
|              | Cobertura | 0,01      | 0,0360   | 0,008     | 0,0252   |
| Tipo 2       | 1         | 0,005     | 0,018    | 0,003     | 0,0108   |
|              | 2         | 0,008     | 0,0288   | 0,007     | 0,0252   |
|              | 3         | 0,012     | 0,0403   | 0,010     | 0,0360   |
|              | 4         | 0,014     | 0,0504   | 0,011     | 0,0396   |
|              | Cobertura | 0,017     | 0,0612   | 0,014     | 0,0504   |

#### 4.8.5. Efeitos de Segunda Ordem

Já é de conhecimento que as estruturas de betão armado podem estar sujeitas a efeitos adicionais de ações que resultam da deformação da estrutura. A EN 1998-1 na cláusula 4.4.2.2, a qual já está descrita no capítulo 2, considera que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados caso a seguinte condição se verifique:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad 4.8$$

Nas tabelas apresentadas em seguida, 4.9 e 4.10, estão determinados os cálculos para verificar a condição 4.8.

Tabela 4.9 – Cálculo do valor do coeficiente  $\theta$  do edifício para a ação sísmica tipo 1

|           | Piso      | $P_{tot}(kN)$ | $V_{tot}(kN)$ | $d_r(m)$ | $\theta$    | $\theta \leq 0,10$ |
|-----------|-----------|---------------|---------------|----------|-------------|--------------------|
| Direção X | 1         | 47347,13      | 1081,91       | 0,0108   | 0,090025797 | Verifica           |
|           | 2         | 32594,81      | 956,68        | 0,0072   | 0,058686468 | Verifica           |
|           | 3         | 18449,86      | 747,88        | 0,0072   | 0,042492998 | Verifica           |
|           | 4         | 4304,91       | 471,89        | 0,0036   | 0,007856869 | Verifica           |
|           | Cobertura | 87,33         | 77,98         | 0,0072   | 0,001897247 | Verifica           |
| Direção Y | 1         | 47347,13      | 819,45        | 0,0072   | 0,079239986 | Verifica           |
|           | 2         | 32594,81      | 728,73        | 0,0072   | 0,077043858 | Verifica           |
|           | 3         | 18449,86      | 578,3         | 0,0072   | 0,054953594 | Verifica           |
|           | 4         | 4304,91       | 361,74        | 0,0036   | 0,01024929  | Verifica           |
|           | Cobertura | 87,33         | 79,06         | 0,0072   | 0,001871329 | Verifica           |

Ao analisar os valores do coeficiente  $\theta$  obtidas na tabela acima verifica-se que a condição é válida, o que significa que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados na ação sísmica tipo 1.

Tabela 4.10 – Cálculo do valor do coeficiente  $\theta$  do edifício para a ação sísmica tipo 2

|           | Piso      | $P_{tot}(kN)$ | $V_{tot}(kN)$ | $d_r(m)$ | $\theta$    | $\theta \leq 0,10$ |
|-----------|-----------|---------------|---------------|----------|-------------|--------------------|
| Direção X | 1         | 47347,13      | 1081,91       | 0,018    | 0,150042995 | Não verifica       |
|           | 2         | 32594,81      | 956,68        | 0,0108   | 0,088029702 | Verifica           |
|           | 3         | 18449,86      | 747,88        | 0,01152  | 0,067988796 | Verifica           |
|           | 4         | 4304,91       | 471,89        | 0,01008  | 0,021999234 | Verifica           |
|           | Cobertura | 87,33         | 77,98         | 0,0108   | 0,00284587  | Verifica           |
| Direção Y | 1         | 47347,13      | 819,45        | 0,0108   | 0,11885998  | Não verifica       |
|           | 2         | 32594,81      | 728,73        | 0,0144   | 0,154087715 | Não verifica       |
|           | 3         | 18449,86      | 578,3         | 0,0108   | 0,08243039  | Verifica           |
|           | 4         | 4304,91       | 361,74        | 0,0036   | 0,01024929  | Verifica           |
|           | Cobertura | 87,33         | 79,06         | 0,0108   | 0,002806994 | Verifica           |

Para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, como podemos concluir a partir dos resultados obtidos na tabela acima, os efeitos de segunda ordem têm de ser considerados no piso 1 e nos pisos 1 e 2 em ambas as direções, respetivamente. Contudo, uma vez que os valores do coeficiente  $\theta$  estão compreendidos entre 0,1 e 0,2, a EN1998-1 aplica-se um modo aproximado, o qual consiste em multiplicar os esforços sísmicos por  $1/(1 - \theta)$ .

Tabela 4.11 – Consideração dos efeitos de segunda ordem

|           | Piso | $\theta$    | $1/(1 - \theta)$ |
|-----------|------|-------------|------------------|
| Direção X | 1    | 0,150042995 | 1,1765301        |
| Direção Y | 1    | 0,11885998  | 1,134893407      |
|           | 2    | 0,154087715 | 1,182155665      |

Posto isto, após as forças sísmicas obtidas para cada direção é considerada a combinação da ação sísmica, equação 2.14 do capítulo 2 deste trabalho, em que estas são distribuídas no sistema de contraventamento e majoradas pelo coeficiente de importância  $\gamma_I$  de 0,75, dado que nos pontos seguintes será avaliada a ação sísmica tipo 2, sendo esta a mais condicionante.

#### 4.9. LIMITAÇÃO DE DANOS

Tal como já foi citado nesta dissertação, os Estados Limites de Utilização (ou de Serviço) estão associados aos danos pouco severos, capazes de prejudicar o funcionamento da estrutura, o seu aspeto e/ou o conforto dos seus utilizadores. A avaliação realizada para este estado limite refere-se à verificação da limitação de danos, a qual está disposta no EC8-1, cláusula 4.3.3 já expressa no capítulo 2 desta dissertação.

O requisito de limitação de danos tem como objetivo limitar os deslocamentos relativos entre pisos, de modo assegurar a integridade dos elementos estruturais e não estruturais de um edifício durante a ocorrência de um sismo [21] [16].

No caso de estudo, uma vez que o material de preenchimento utilizado é o tijolo maciço, o qual corresponde a um material frágil [22], a condição que se deve verificar é a seguinte, a qual está descrita pormenorizadamente no ponto 4.4.3 na norma NP EN 1998-1:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad 4.9$$

Os valores de  $d_r$  são determinados através da diferença entre os deslocamentos  $d_s$  no topo e na base de cada piso apresentados na tabela 5.8 e para o coeficiente de redução  $v$  considerou-se os valores surgidos na tabela 2.7 no capítulo 2. As verificações da expressão 5. Para ambas as ações sísmicas são apresentadas na tabela 4.12.

Tabela 4.12. – Determinação dos deslocamentos relativos condicionantes entre os pisos

| <b>Ação Sísmica</b> | <b>Piso</b> | <b><math>v</math></b> | <b><math>d_{rx} \cdot v</math></b> | <b><math>d_{ry} \cdot v</math></b> | <b><math>0,005 \cdot h</math></b> | <b>Verificação</b> |
|---------------------|-------------|-----------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|--------------------|
| <b>Tipo 1</b>       | 1           | 0,4                   | 0,00432                            | 0,00288                            | 0,02625                           | Verifica           |
|                     | 2           |                       | 0,00288                            | 0,00288                            | 0,0209                            | Verifica           |
|                     | 3           |                       | 0,00288                            | 0,00144                            | 0,0209                            | Verifica           |
|                     | 4           |                       | 0,00144                            | 0,00144                            | 0,0209                            | Verifica           |
|                     | Cobertura   |                       | 0,00288                            | 0,00288                            | 0,02125                           | Verifica           |
| <b>Tipo 2</b>       | 1           | 0,5                   | 0,009                              | 0,0054                             | 0,02625                           | Verifica           |
|                     | 2           |                       | 0,0054                             | 0,0072                             | 0,0209                            | Verifica           |
|                     | 3           |                       | 0,00576                            | 0,0054                             | 0,0209                            | Verifica           |
|                     | 4           |                       | 0,00504                            | 0,0018                             | 0,0209                            | Verifica           |
|                     | Cobertura   |                       | 0,0054                             | 0,0054                             | 0,02125                           | Verifica           |

Tal como é apresentado na tabela anterior, a condição expressa pela equação (4.9) é verificada para ambas as ações sísmicas ao nível de todos os pisos, ou seja, a estrutura em estudo cumpre com o requisito de limitação de danos.

# 5

## AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE DA SEGURANÇA SÍSMICA

### 5.1. ENQUADRAMENTO COM A NP EN 1998-3

#### 5.1.1. Nível de Conhecimento

A EN 1998-3 destina-se a avaliar os edifícios individuais, com a finalidade de decidir sobre a necessidade de uma intervenção na estrutura e de uma elaboração de possíveis medidas de reabilitação. Além disso, apresenta vários projetos de intervenção na estrutura possíveis para os diferentes materiais.

Neste caso específico, ao avaliar toda a informação descrita dos capítulos anteriores e perante o conhecimento existente sobre o edifício em estudo considera-se que o nível de conhecimento é KL2, o que corresponde a um conhecimento normal em que são admitidas todas as análises e o coeficiente de segurança assume o valor de 1,20.

#### 5.1.2. Definição da Ação Sísmica para os 3 Estados Limites

A EN 1998-3 define 3 Estados Limites que devem ser avaliação em relação à segurança sísmica, sendo eles o NC, de colapso iminente, o SD, de danos severos e DL, de limitação de danos, cada um deles corresponde a um estado de degradação da estrutura. Uma vez que cada estado limite está associado a um período de retorno, o espectro de resposta estabelecido anteriormente para a estrutura vai ser diferente, sendo que o valor de cálculo da aceleração à superfície sofre alterações. Neste capítulo utiliza-se o espectro de resposta elástica horizontal.

Neste sentido, os valores admissíveis para a aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  são obtidos pela multiplicação entre os valores presentes no Quadro NA.1 do EC8-1 com os coeficientes indicados no Quadro NA.1 do EC8-3. Ambos os valores da aceleração estão apresentados na tabela 5.2 para cada estado limite.

Tabela 5.1 - Determinação da aceleração à superfície

| Estados Limites | Ação Sísmica | $a_{gR}(m/s^2)$ | $a_g(m/s^2)$ |
|-----------------|--------------|-----------------|--------------|
| DL              | Tipo 1       | 0,102           | 0,066        |
| SD              |              | 0,2625          | 0,171        |
| NC              |              | 0,567           | 0,369        |
| DL              | Tipo 2       | 0,376           | 0,282        |
| DS              |              | 0,672           | 0,504        |
| NC              |              | 1,064           | 0,798        |

## 5.1.2.1. Estado limite de limitação de danos (DL)

Recorrendo às expressões do espectro de resposta elástica e alterando apenas o valor do parâmetro  $a_g$  apresenta-se na figura 5.1 o respetivo espectro associado à verificação de segurança sísmica da estrutura para este estado limite. Posteriormente foram determinados os valores das forças sísmicas por piso indicadas na tabela 5.3, no entanto, somente são indicadas da ação sísmica tipo 2, sendo a mais condicionante.

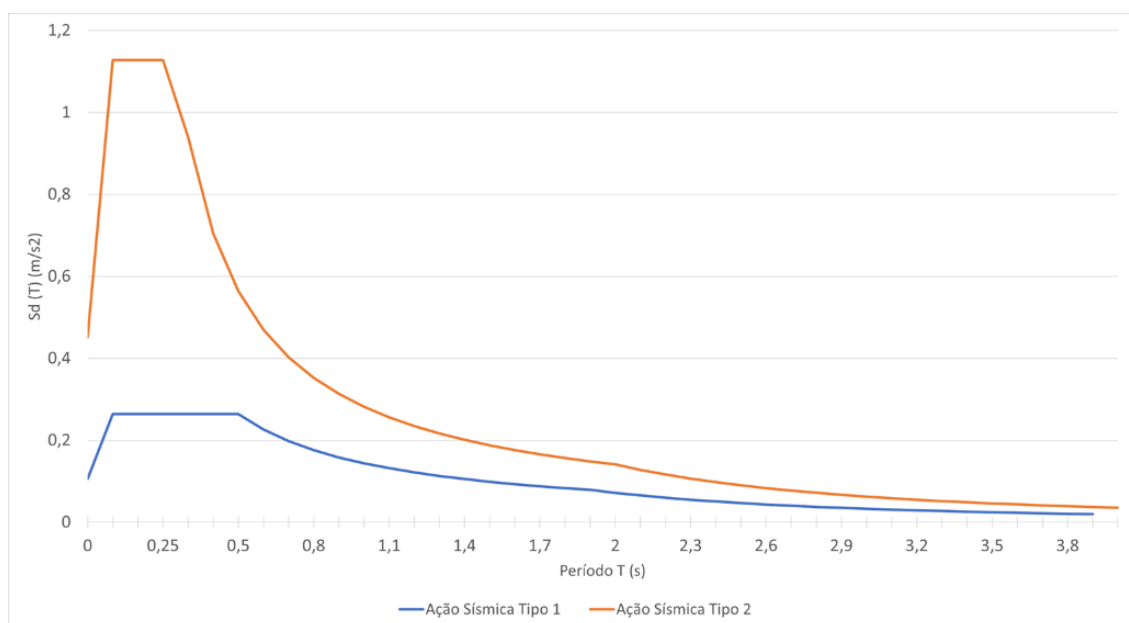


Figura 5.1 – Espectro de resposta da ação sísmica para o estado limite de DL

Tabela 5.2 – Forças sísmicas horizontais por piso

| Piso      | Ação sísmica Tipo 2 |              |
|-----------|---------------------|--------------|
|           | $F_{ix}(kN)$        | $F_{iy}(kN)$ |
| 1         | 197,2934            | 189,0728     |
| 2         | 305,3907            | 292,6661     |
| 3         | 440,7601            | 422,39508    |
| 4         | 576,1295            | 552,12406    |
| Cobertura | 18,83857            | 18,05363     |

## 5.1.2.2. Estado limite de danos severos (SD)

À semelhança do ponto anterior, neste serão apresentados o espectro elástico para o estado limite de SD e as respetivas forças sísmica.

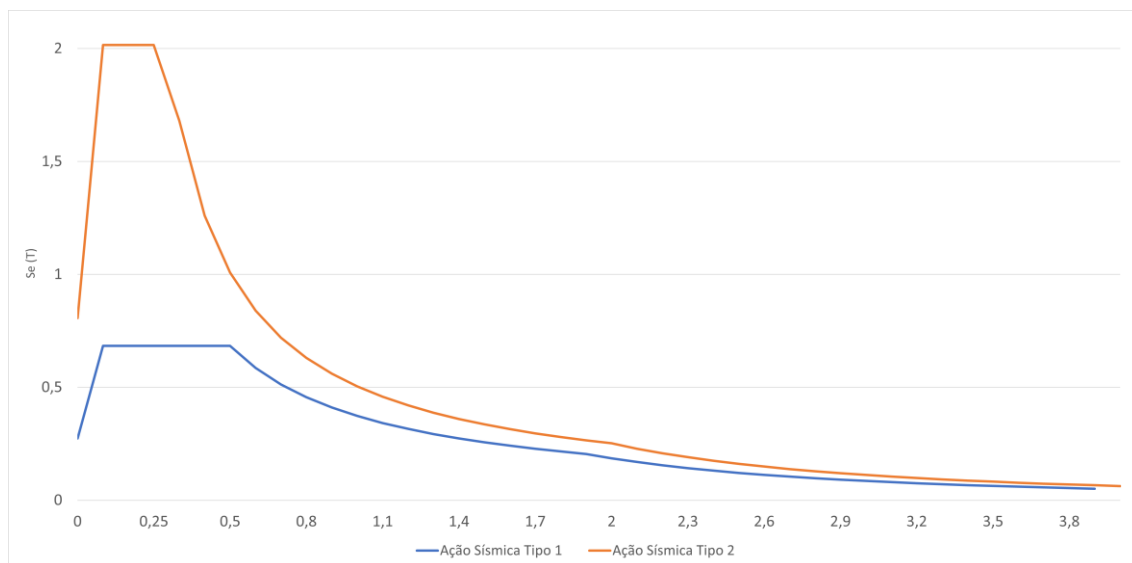


Figura 5.2 – Espectro de resposta da ação sísmica para o estado limite de SD

Tabela 5.3 – Forças sísmicas horizontais por piso

| Piso      | Ação sísmica Tipo 2 |              |
|-----------|---------------------|--------------|
|           | $F_{ix}(kN)$        | $F_{iy}(kN)$ |
| 1         | 310,581             | 297,64011    |
| 2         | 517,8724            | 496,29436    |
| 3         | 747,4277            | 716,28486    |
| 4         | 976,983             | 936,27536    |
| Cobertura | 196,6386            | 188,44532    |

#### 5.1.2.3. Estado limite de colapso iminente (NC)

Relativamente a este estado limite os resultados estão na figura 5.3 e tabela 5.5.

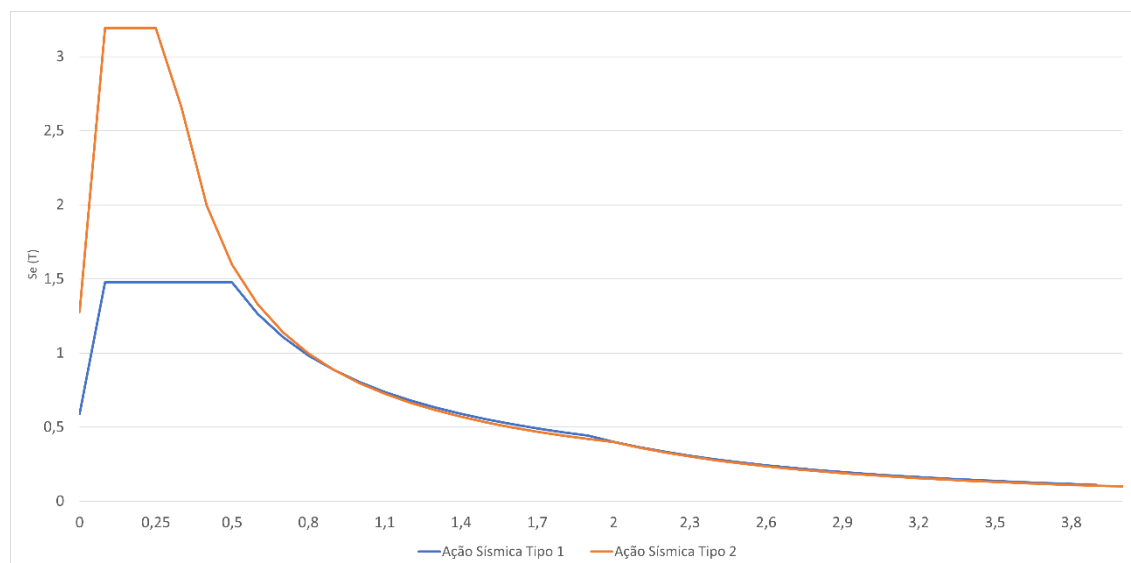


Figura 5.3 – Espectro de resposta da ação sísmica para o estado limite de NC

Tabela 5.4 – Forças sísmicas horizontais por piso

| Piso      | Ação sísmica Tipo 2 |              |
|-----------|---------------------|--------------|
|           | $F_{ix}(kN)$        | $F_{iy}(kN)$ |
| 1         | 491,7532            | 464,80784    |
| 2         | 819,9646            | 775,03502    |
| 3         | 1183,427            | 1118,5818    |
| 4         | 1546,89             | 1462,1286    |
| Cobertura | 311,3444            | 294,28447    |

### 5.1.3. Verificação da Admissibilidade da Análise Elástica Linear

Como já foi mencionado neste trabalho mais especificamente no capítulo 2, além das condições que devem ser cumpridas para se conseguir realizar as análises lineares impostas na NP EN 1998-1, a NP EN 1998-3 estabelece uma condição adicional que também tem de ser verificada que consiste na avaliação da razão entre as capacidades,  $C$ , e as exigências,  $D$ , ou seja,  $\rho = \frac{D}{C}$  dos diversos elementos estruturais. Como estamos perante uma situação de análise duma estrutura real em que se utilizou somente a análise elástica linear é de salientar-se que a verificação da sua admissibilidade deverá recorrer à análise da localização potencial das rótulas plásticas por avaliação das capacidades resistentes das seções baseadas nas armaduras [15].

Nesta dissertação, a verificação foi realizada em termos de momentos fletores, sendo o rácio efetuado entre os momentos atuantes (exigências) e os momentos resistentes (capacidades), para todos os elementos resistentes e para os três diferentes estados limites descritos pelo EC8-3.

No que diz respeito aos momentos resistentes são iguais em todos os pisos para cada um dos elementos, uma vez que têm a mesma armadura independentemente do piso em questão. Já em relação aos atuantes são retirados diretamente da análise, sendo que no caso das vigas qualifica-se os momentos máximos positivo e negativo, enquanto nos pilares o momento corresponde à seção da base do pilar, visto que é onde se obtêm valores de  $\rho$  maior.

Posto isto ao analisar-se os valores dos momentos atuantes obtidos para cada piso pelo programa de cálculo automático verificou-se que era no primeiro piso onde se encontravam os maiores valores e, por isso, avaliou-se os rácios correspondentes ao primeiro piso, onde existe uma maior solicitação, o que proporciona um rácio  $\rho$  mais elevado.

Os gráficos das figuras 5.4 a 5.7 apresentam o valor da razão entre o momento atuante e o momento resistente das vigas e dos pilares do primeiro piso associado aos três estados limites, ou seja, os valores dos rácios para se verificar a admissibilidade da análise linear realizada no capítulo anterior.

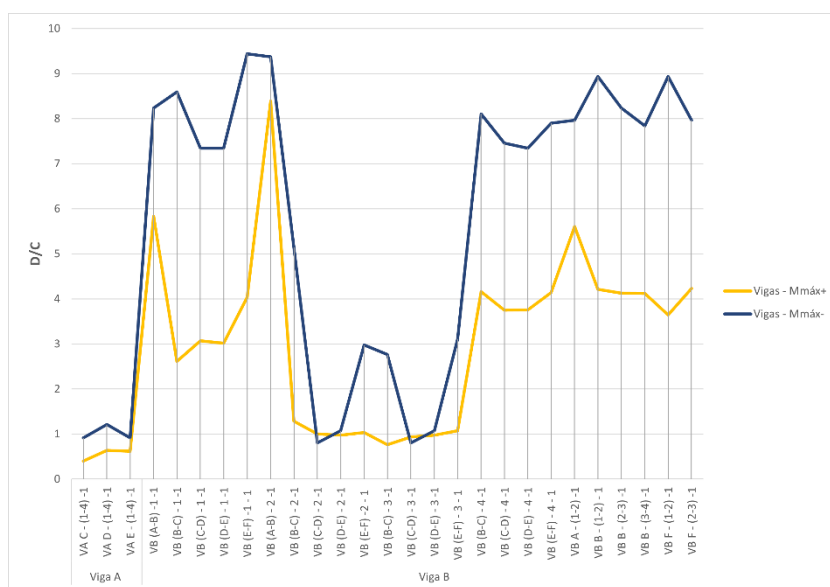


Figura 5.4 – Relação  $D/C$ , em momentos, das vigas para o DL

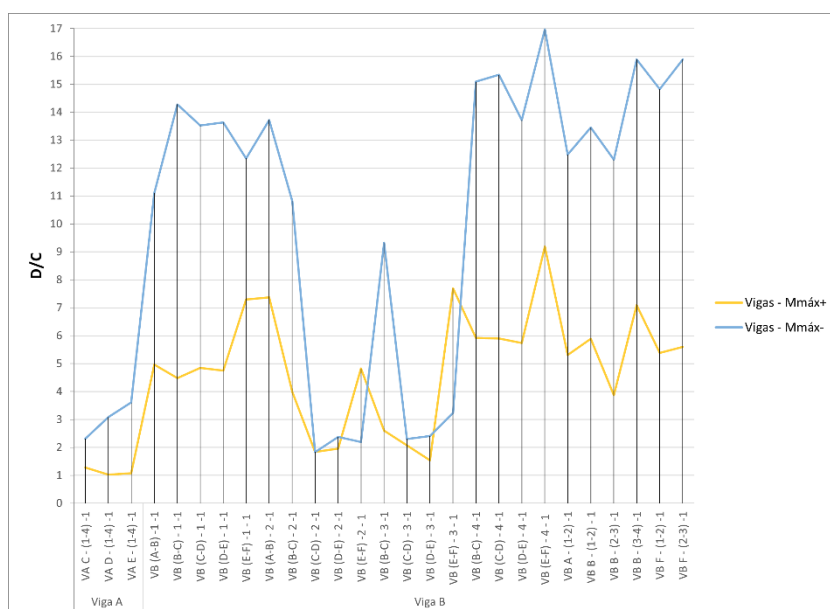


Figura 5.5 – Relação  $D/C$ , em momentos, das vigas para o SD

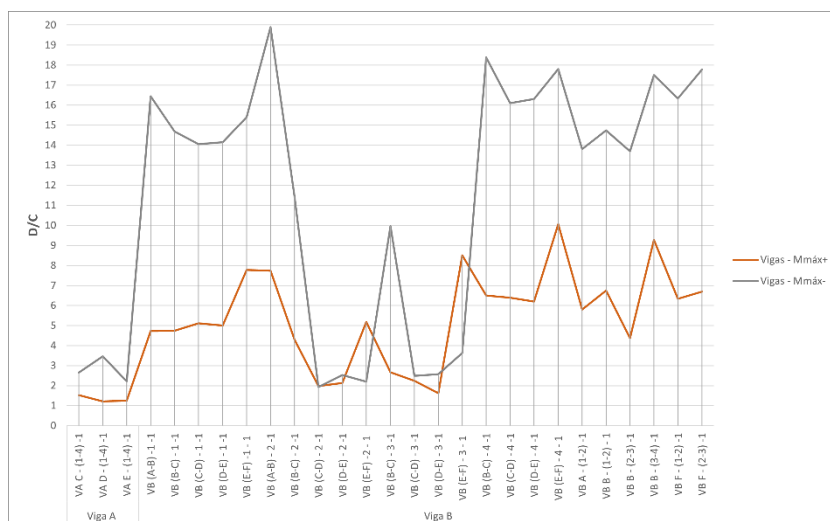


Figura 5.6 – Relação  $D/C$ , em momentos, das vigas para o NC

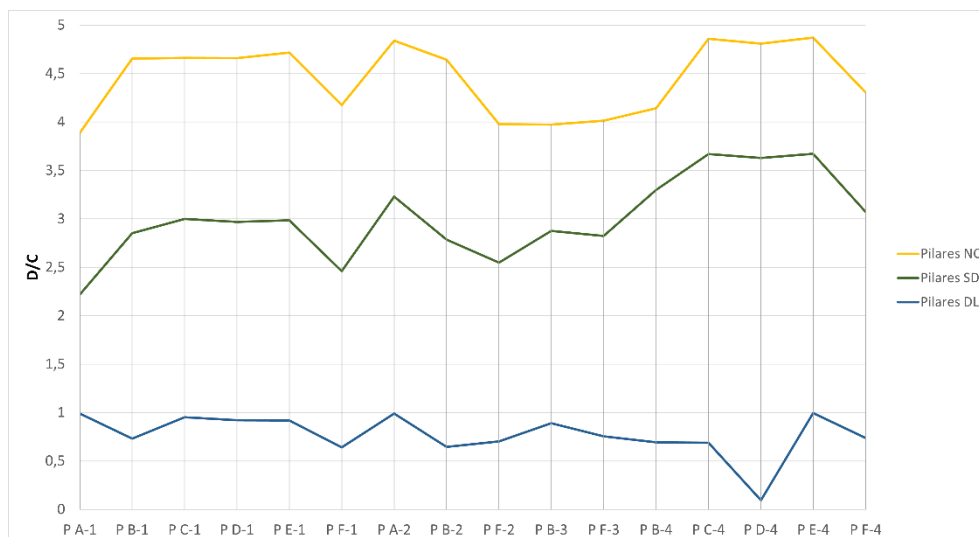


Figura 5.7 – Relação  $D/C$ , em momentos, dos pilares para os três estados limites

Ora pela observação dos gráficos das figuras anteriores consegue-se conferir que não existem valores de rácio  $\frac{D}{C}$  maiores que 1 nos elementos pilares somente para o estado limite de limitação de danos (DL), logo não ocorre a formação de rótulas plásticas. Contudo, relativamente aos restantes estados limites verifica-se que os valores de  $\rho$  são superiores a 1, não verificando a condição, o que significa que existe a formação de rótulas plásticas, ou seja, as capacidades (C) não atingem valores superiores aos das exigências (D), pelo que a estrutura não apresenta um comportamento satisfatório.

Assim sendo há a necessidade de verificação da condição  $\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} < 3$ , a qual também não é cumprida para os elementos estruturais vigas e, por isso, o método das forças laterais não é admissível para este edifício em nenhum dos três estados limites.

Para se facilitar a interpretação dos dados apresentados pelos gráficos e na conclusão obtida serão apresentadas na tabela 5.6 os termos fundamentais relacionadas com a verificação da não admissibilidade da análise elástica para a avaliação da segurança sísmica da estrutura em estudo.

Tabela 5.5 – Resumo da verificação da admissibilidade da análise elástica

| Estado Limite |         | DL           |              |                                 | SD           |              |                                 | NC           |              |                                 |
|---------------|---------|--------------|--------------|---------------------------------|--------------|--------------|---------------------------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| $\frac{D}{C}$ |         | $\rho_{min}$ | $\rho_{max}$ | $\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}}$ | $\rho_{min}$ | $\rho_{max}$ | $\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}}$ | $\rho_{min}$ | $\rho_{max}$ | $\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}}$ |
|               |         |              |              | $\rho_{min}$                    |              |              | $\rho_{min}$                    |              |              | $\rho_{min}$                    |
| Momentos      | Vigas   | 0,39         | 8,39         | 21,09                           | 1,83         | 16,96        | 9,26                            | 1,93         | 19,90        | 10,33                           |
| Fletores      | Pilares | 0,64         | 0,99         | 1,55                            | 3,67         | 2,22         | 1,65                            | 3,88         | 4,87         | 1,25                            |

Portanto ao concluir-se que a análise elástica não é admissível para este caso de estudo, de acordo com a condição adicional da norma NP EN 1998-3: 2017, implica que se têm de recorrer a uma análise não linear.

No entanto, apesar de não ser admissível o método de análise elástica linear, os resultados relativos a esta serão considerados e utilizados na mesma para a análise da segurança sísmica nos pontos seguintes.

## 5.2. AVALIAÇÃO DE ACORDO COM O LNEC

O relatório LNEC, Sousa *et al.* (2019) faz referência as metodologias utilizadas para o desenvolvimento dos procedimentos mencionados no guião, sendo este identificado como “Guião de avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado” [14].

Este guião representa regras de aplicabilidade de procedimentos realizados para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado, não sendo possível considerar estas disposições em casos de dimensionamento de elementos estruturais novos ou em casos de reforço de elementos estruturais existentes.

### 5.2.1. Procedimentos de avaliação estrutural

A avaliação estrutural de edifícios de betão armado pode ser realizada de acordo com quatro metodologias, segundo o LNEC, sendo estas os Métodos I, II, III e IV. Os métodos definidos como método I e II são métodos expeditos, os quais são aconselháveis para estruturas mais simples e regulares, visto que o conhecimento necessário não é elevado, sendo somente relevante conhecer a geometria do edifício, a seção transversal dos pilares para o método I, no que diz respeito ao método II, além desses, é preciso conhecer a quantidade e resistência das armaduras.

O Método III corresponde ao método de avaliação de referência e representa a metodologia abordada detalhadamente na NP EN 1998-3 [11]. Contudo, pode ser ainda realizada a avaliação através do método IV, este estabelece uma análise explicitamente probabilística, tendo uma enorme complexidade de análise.

### 5.2.2. Critérios de aplicabilidade dos procedimentos de avaliação sísmica

A escolha dos diferentes métodos de avaliação indicados no ponto anterior depende fundamentalmente de cinco requisitos, sendo eles:

- Classe de importância;
- Número de pisos;
- Regularidade estrutural;
- Interação com edifícios adjacentes;

- Condições geotécnicas locais.

Apesar de estes já terem sido descritos e analisados nos capítulos anteriores desta dissertação representa, em seguida, pela tabela 5.1 um pequeno resumo todas as conclusões sobre estes critérios.

Tabela 5.6 – Resumo dos cinco critérios de aplicabilidade

| Critérios de aplicabilidade        |                                                 | Conclusões        |
|------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------|
| Classe de importância              |                                                 | I                 |
| Número de pisos                    |                                                 | 4                 |
| Regularidade estrutural            | Não regular em planta                           | Regular em altura |
| Interação com edifícios adjacentes | Edifício isolado, por isso não existe interação |                   |
| Condições geotécnicas locais       |                                                 | Terreno A e C     |

Perante o mencionado na tabela anterior e o apresentado pelo guião como condições de aplicabilidade para os métodos expeditos, método I e II, verifica-se que o edifício em estudo não cumpre essas condições e, nesse modo, pode ser concluído que o método III é o único admissível.

Em conformidade com isto à avaliação será realizada a partir do método de referência, método III, exposto detalhadamente no EC8-3. Para além disso, a verificação segundo este método será realizada tendo em consideração os três estados existentes, dando maior relevância aos resultados relativos ao estado limite de danos severos (SD), visto que, segundo o Anexo Nacional da EN 1998-3 [11] na seção 2.1(2)P, em casos de edifícios pertencentes à classe de importância I é o estado que deve ser verificado.

### 5.3. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE DEFORMAÇÃO

O anexo A na NP EN 1998-3: 2017 está direcionado para estruturas de betão armado e detalha o método III considerado pelo LNEC como o método de referência.

Em relação ao estado limite de colapso iminente (NC) é necessário avaliar o valor da capacidade total (elástica + plástica) de rotação da corda dos elementos de betão requeridos por uma ação de um carregamento cíclico, sendo este calculado pela seguinte expressão:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left( \alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad 5.1$$

Em que:

$\gamma_{el}$  – Igual a 1,5 para os elementos sísmicos primários e 1,0 para os elementos secundários;

$h$  - Altura da seção transversal;

$L_v$  – Relação entre o momento e o esforço transversal na seção de extremidade  $L_v = \frac{M}{V}$ ;

$v = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$  – Sendo  $b$  a largura da zona comprimida e  $N$  o esforço axial positivo por compressão;

$\omega$  – Taxa mecânica das armaduras longitudinais de tração;

$\omega'$  - Taxa mecânica das armaduras longitudinais de compressão;

$f_c$  – Resistência à compressão do betão em MPa;

$f_{yw}$  – Tensão de cedência da armadura transversal em MPa;

$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_h}$  - Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção do carregamento. Sendo que  $s_h$  é o espaçamento dos estribos,  $b_w$  a largura da alma e  $A_{sx}$  a área de armadura;

$\rho_d$  - Percentagem de armadura diagonal, caso existam;

$\alpha$  - Coeficiente de eficácia do confinamento que pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_o \cdot b_o}\right) \quad 5.2$$

Onde:

$b_o$  e  $h_o$  - Dimensão do núcleo confinado medido no eixo das cintas;

$b_i$  - Espaçamento entre eixos dos varões longitudinais.

Para o estado limite de danos severos (SD) o valor da capacidade de rotação da corda,  $\theta_{SD}$ , pode ser considerado como sendo 75% da capacidade total  $\theta_{um}$  do estado limite de colapso iminente.

$$\theta_{SD} = 0,75 \cdot \theta_{um} \quad 5.3$$

Por fim, relativamente ao estado limite de limitação de danos a capacidade utilizada nas verificações é determinada pela rotação da corda na cedência,  $\theta_y$ , para vigas e pilares pela equação expressa seguidamente:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 \cdot \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v}\right) + \phi_y \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad 5.4$$

Em que:

$\phi_y$  - Curvatura na cedência da seção de extremidade do elemento. Este parâmetro pode ser calculado de forma aproximada por  $\varepsilon_{sy}/0,45 \cdot d$  ou por  $\varepsilon_{sy}/0,4 \cdot h$  quando se refere a pilares, para casos de vigas pode considerar-se  $1,5 \cdot \varepsilon_{sy}/d$ ;

$a_v$  - Variação da tensão no diagrama de momentos. Sendo considerado igual a 1 quando o momento de cedência na seção de extremidade,  $M_y$ , é superior ao produto entre o  $L_v$  e o esforço transversal resistente do elemento,  $V_{R,C}$ , em contrapartida, se for menor  $a_v = 0$ ;

$z$  - Braço interno do elemento das forças interiores;

$h$  - Altura da seção transversal;

$\varepsilon_y$  - Igual a  $\frac{f_y}{E_s}$ ;

$d_{bL}$  - Valor médio do diâmetro das armaduras de tração;

### 5.3.1. Vigas

Para o caso das vigas, o cálculo relativo à capacidade total de rotação da corda,  $\theta_{um}$ , foi obtido para todas as vigas principais de cada nível, caracterizadas nesta dissertação por A, bem como para as vigas secundárias, vigas B, no entanto, para este último tipo de viga realizaram-se os cálculos somente para as vigas pertencentes à caixa de escadas.

Sendo assim, neste ponto, será apresentado, na tabela 5.7, os valores dos vários parâmetros essenciais para uma viga principal e secundária referente a cada nível, respetivamente, para se realizar o cálculo segundo a expressão (5.1) referente à capacidade total de rotação da corda

A caracterização das vigas já foi indicada, contudo, realço, novamente, um exemplo, VA C – (1-4) - 1 significa viga A, principal, no alinhamento C em relação a x e no alinhamento 1 a 4 em y para o piso 1.

Tabela 5.7 – Rotação da corda última das vigas,  $\theta_{um}$ 

| Viga                | $\gamma_{el}$ | $v$    | $h$ (m) | $w$    | $w'$   | $L_v(m)$ | $\alpha$ | $\rho_{sx}$ | $\theta_{um}$ |
|---------------------|---------------|--------|---------|--------|--------|----------|----------|-------------|---------------|
| VA C – (1-4)<br>– 1 | 1,5           | 0,0000 | 0,60    | 0,0102 | 0,0002 | 4,65     | 0,3319   | 0,0018      | 0,0411        |
| VA C – (1-4)<br>– 2 |               | 0,0000 |         | 0,0102 | 0,0002 | 4,65     | 0,3319   | 0,0018      | 0,0411        |
| VA C – (1-4)<br>– 3 |               | 0,0000 |         | 0,0102 | 0,0002 | 4,65     | 0,3319   | 0,0018      | 0,0411        |
| VA C – (1-4)<br>– 4 |               | 0,0000 |         | 0,0102 | 0,0002 | 4,65     | 0,3319   | 0,0018      | 0,0411        |
| VB (A-B) – 1<br>– 1 | 1,5           | 0,2256 | 0,40    | 0,0043 | 0,0019 | 2        | 0,2122   | 0,0028      | 0,0235        |
| VB (A-B) – 1<br>– 2 |               | 0,2712 |         | 0,0043 | 0,0019 | 2        | 0,2122   | 0,0028      | 0,0216        |
| VB (A-B) – 1<br>– 3 |               | 0,2268 |         | 0,0043 | 0,0019 | 2        | 0,2122   | 0,0028      | 0,0234        |
| VB (A-B) – 1<br>– 4 |               | 0,0723 |         | 0,0043 | 0,0019 | 2        | 0,2122   | 0,0028      | 0,0309        |

Na presença do estado limite de limitação de danos a verificação de segurança em termos de deformações é dada pela definição da rotação da corda em cedência,  $\theta_y$ , indicada pela expressão (5.4). Assim, apresentam-se na tabela 5.8 os valores obtidos para este parâmetro para as diferentes tipologias de elementos resistentes viga existentes, sendo que os valores são iguais para cada tipo.

Tabela 5.8 – Rotação da corda de cedência das vigas,  $\theta_y$ 

| Viga                | $\Phi_y$ | $L_v(m)$ | $h(m)$ | $d_{bL}(m)$ | $\theta_y$ |
|---------------------|----------|----------|--------|-------------|------------|
| VA B – (1-4)<br>– 1 | 0,005455 | 4,65     | 0,60   | 0,025       | 0,010828   |
| VB (A-B) – 1<br>– 1 | 0,008571 | 2        | 0,40   | 0,010       | 0,009174   |
| VB A – (1-2)        | 0,008571 | 1,15     | 0,40   | 0,010       | 0,00801    |

Os valores de  $f_c$  e  $f_y$  utilizados na determinação da rotação última e da rotação da corda de cedência, em todos os elementos, são condicionados pelo fator de confiança, que neste caso específico é igual a 1,20, pelo que o nível de conhecimento considerado foi KL2.

O EC8-3 [11] define o vão de corte como sendo a distância entre a extremidade do elemento e o respetivo ponto de inflexão, a qual é dada pela relação entre o momento fletor (M) e o esforço transversal (V) na seção da extremidade. Contudo, existem estudos que mostram que a simplificação do vão de corte como sendo metade do vão total ( $L_v = \frac{L}{2}$ ) conduzem a resultados bastantes fiáveis quando comparados com a teórica [23] [24].

### 5.3.2 Pilares

Neste ponto é apresentada apenas a capacidade de deformação referente a um pilar de cada piso, sendo todos no mesmo alinhamento. Uma vez que o cálculo do valor da capacidade total de rotação da corda,  $\theta_{um}$ , depende de  $v$  significa que, conseqüentemente, depende do esforço axial, o qual varia de combinação para combinação.

Em seguida, na tabela 5.9, determina-se a capacidade total de rotação da corda dos pilares considerados denominado de P1, P17, P33, P49 e P65 correspondentes a cada um dos pisos, respetivamente, igual em ambas as direções, x e y, e de acordo com a expressão (5.1). Por exemplo, P1 corresponde ao pilar no alinhamento A na direção x e no alinhamento 1 em y no primeiro piso e P17 está associado aos mesmos alinhamentos para o piso 2.

Tabela 5.9 – Rotação da corda última dos pilares  $\theta_{um}$ 

| Pilar | $\gamma_{el}$ | $v$    | $h$ (m) | $L_v$ (m) | $\alpha$ | $\rho_{sx}$ | $\theta_{um}$ |
|-------|---------------|--------|---------|-----------|----------|-------------|---------------|
| P1    | 1,5           | 0,0685 | 0,40    | 2,625     | 0,2926   | 0,00113     | 0,0351        |
| P17   |               | 0,0844 |         | 2,09      |          |             | 0,0238        |
| P33   |               | 0,0721 |         | 2,09      |          |             | 0,0322        |
| P49   |               | 0,0464 |         | 2,09      |          |             | 0,0333        |
| P65   |               | 0,0008 |         | 2,125     |          |             | 0,0265        |

Na tabela 5.10 apresenta-se os valores obtidos para a rotação da corda de cedência para os elementos pilares, um por piso, sendo que esta é em função de parâmetros iguais para os pilares por piso.

Tabela 5.10 – Rotação da corda de cedência dos pilares,  $\theta_y$ 

| Pilar | $\phi_y$ | $L_v$ (m) | $h$ (m) | $d_{bL}$ (m) | $\theta_y$ |
|-------|----------|-----------|---------|--------------|------------|
| P1    | 0,0125   | 2,625     | 0,40    | 0,025        | 0,015696   |
| P17   | 0,0125   | 2,09      | 0,40    | 0,025        | 0,013548   |
| P33   | 0,0125   | 2,09      | 0,40    | 0,025        | 0,013548   |
| P49   | 0,0125   | 2,09      | 0,40    | 0,025        | 0,013548   |
| P65   | 0,0125   | 2,125     | 0,40    | 0,025        | 0,014938   |

Importante salientar que a numeração dos pilares se encontra por piso, os 16 primeiros pilares fazem referência ao primeiro piso em que o P1 está associado ao pilar no alinhamento A em x e 1 em y e P16 ao alinhamento A em x e 2 em y, ou seja, sentido contrário aos ponteiros do relógio.

### 5.3.3. Verificação da segurança para os três Estados Limites

Como já se mencionou no ponto 5.4 deste capítulo, o estado limite verificado para edifícios de classe de importância I é o de danos severos, deste modo os resultados apresentados na tabela serão os referentes a esse estado limite. Contudo, nos gráficos das figuras apresentam-se sucintamente verificados os três estados limites, dando um maior sentido de comparação entre eles.

Ao avaliar a segurança em função do estado limite de danos severos, a capacidade é dada pela expressão (5.1), sendo esta, posteriormente, multiplicada por um fator 0,75. A tabela 5.9 apresentam os valores obtidos para os elementos identificados nos pontos anteriores. Porém, nas figuras 5.8 a 5.10 representam-se graficamente os rácios conquistados para todos os elementos sísmicos primários referidos.

Tabela 5.11 – Comparação entre as exigências e a capacidade de deformação dos elementos resistentes P1 para SD

| Tipologia        | $\theta_{SD}$ | $0,75 * \theta_{um}$ |
|------------------|---------------|----------------------|
| VA C – (1-4) – 1 | 0,005         | 0,0308               |
| VA C – (1-4) – 2 | 0,010         | 0,0308               |
| VA C – (1-4) – 3 | 0,014         | 0,0308               |
| VA C – (1-4) – 4 | 0,016         | 0,0308               |
| VB (A-B) – 1 – 1 | 0,004         | 0,0176               |
| VB (A-B) – 1 – 2 | 0,006         | 0,0162               |
| VB (A-B) – 1 – 3 | 0,008         | 0,0176               |
| VB (A-B) – 1 – 4 | 0,010         | 0,0232               |
| P1               | 0,005         | 0,0263               |
| P17              | 0,009         | 0,0238               |
| P33              | 0,012         | 0,0242               |
| P49              | 0,015         | 0,0249               |
| P65              | 0,019         | 0,0265               |

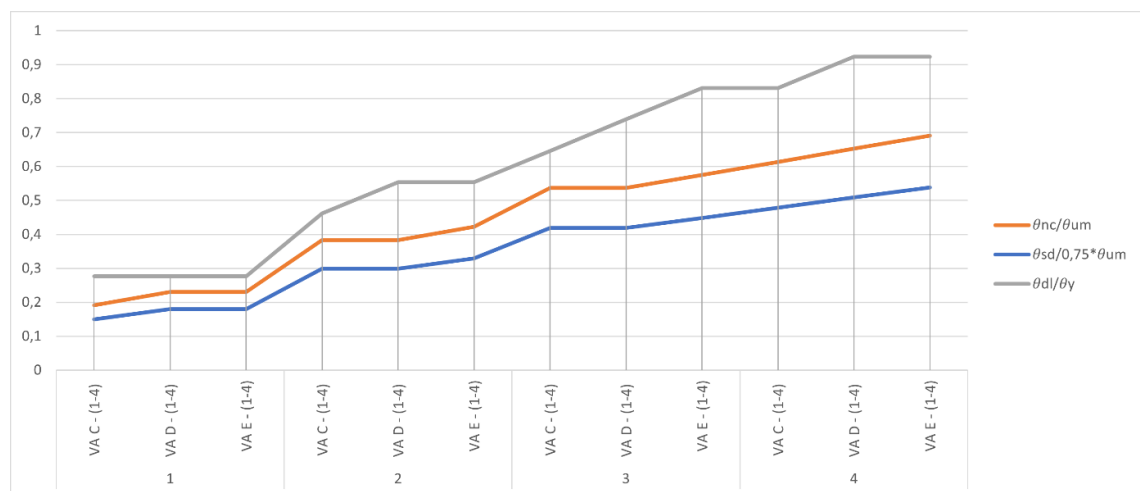


Figura 5.8 – Capacidades de deformação das vigas tipo A do edifício para os três estados limites

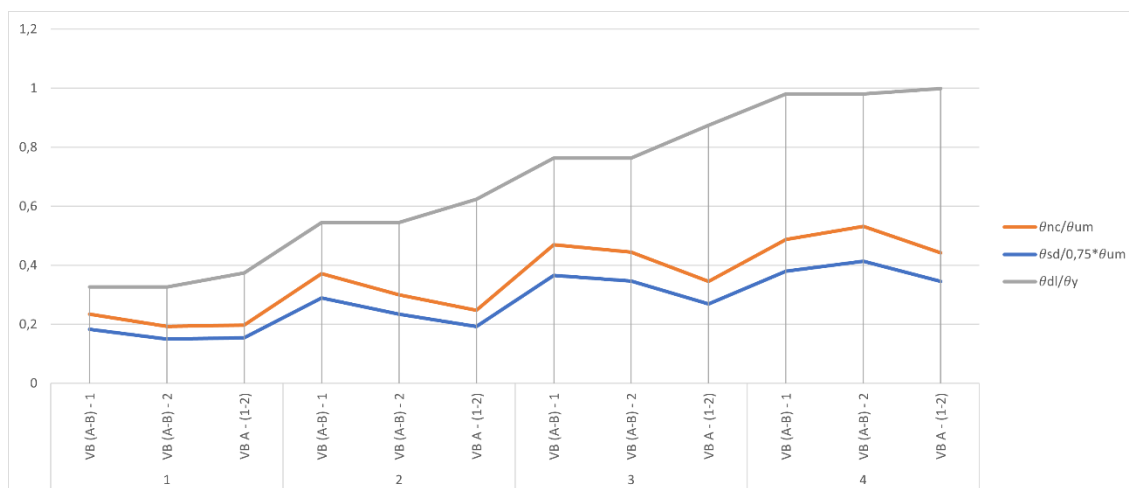


Figura 5.9 - Capacidades de deformação das vigas tipo B do edifício para os três estados limites

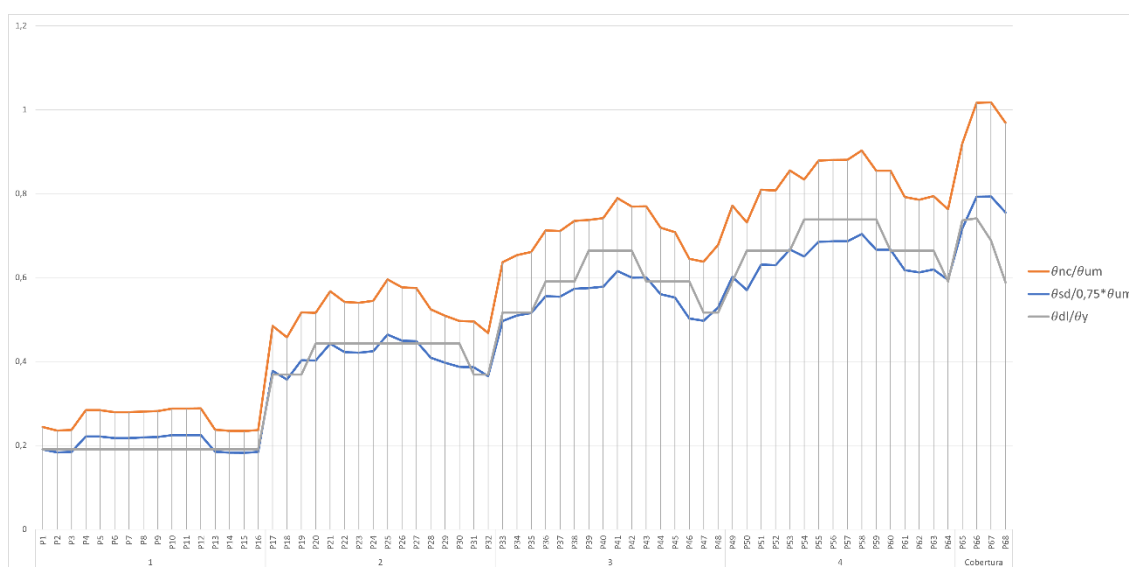


Figura 5.10 – Verificação da segurança dos pilares relativos aos três estados limites

Como é possível concluir a partir dos gráficos das figuras anteriores, ao nível da capacidade de deformação os critérios são cumpridos para todos os estados limites avaliados, apesar de no caso dos pilares existir um rácio ligeiramente próximo da unidade no que diz respeito ao estado limite de colapso iminente, o qual se considera insignificante.

#### 5.4. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

Novamente no anexo A na seção A.3.3 do EC8-3 faz-se referência à verificação dos elementos de betão armado sujeitos ao corte considerando os três distintos estados limites. Para o estado limite de colapso iminente (NC), a norma impõe que a resistência ao esforço transversal controlada pelos estribos pode ser obtida pela expressão seguinte:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[ \frac{h-x}{2L_v} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \cdot \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[ 0,16 \cdot \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot \left( 1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad 5.5$$

Em que:

$\gamma_{el}$  – Igual a 1,15 para os elementos sísmicos primários e 1,0 para os elementos secundários;

$h$  – Altura da seção transversal;

$x$  – Altura da zona comprimida;

$N$  – Esforço axial de compressão positivo, considerando igual a zero em tração;

$A_c$  – Área da seção transversal;

$f_c$  – Tensão de rotura do betão à compressão em MPa;

$\mu_{\Delta}^{pl} = (\theta - \theta_y)/\theta_y$ ;

$\rho_{tot}$  – Taxa total das armaduras longitudinais;

$L_v$  – Relação entre o momento e o esforço transversal na seção de extremidade, em que se adota por simplificação metade do vão para as vigas e metade da altura para os pilares;

$V_w$  – Contribuição das armaduras transversais para a resistência ao corte, sendo que para seção retangulares e circulares é dada pelas equações 3.7 e 3.8, respetivamente.

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad 5.6$$

Onde:

$\rho_w$  – Percentagem de armaduras transversais;

$b_w$  – Largura da seção transversal;

$z$  – Braço interior do elemento;

$f_{yw}$  – Tensão de cedência da armadura transversal em MPa.

No entanto, se num pilar de betão armado a razão do vão de corte,  $L_v/h$ , for inferior ou igual a 2,0, a resistência ao corte não deve exceder o valor correspondente à rotura por esmagamento da alma ao longo da diagonal do pilar após a cedência por flexão,  $V_{R,max}$ , o qual perante um carregamento cíclico pode ser obtido pela equação seguinte:

$$V_{R,max} = \frac{4/7(1-0,02\min(5;\mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left( 1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0,45(100\rho_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta \quad 5.7$$

Em que  $\delta$  corresponde ao ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar, dado pela  $\tan \delta = \frac{h}{2 \cdot L_v}$  e as restantes variáveis já foram apresentadas posteriormente.

Relativamente ao valor do esforço transversal resistente o EC2 na seção 6.2.3 determina um valor máximo para o esforço,  $V_{Rd,c-EC2}$ , que limita o  $V_R$  a um valor máximo, representado pela expressão 5.9.

$$V_{Rd,max-EC2} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad 5.8$$

O valor limite da resistência ao esforço transversal nos elementos resistentes será considerada como o mínimo entre as expressões (5.7) e (5.8), tal como exibido de seguida:

$$V_R = \min (V_{R,max-EC8}; V_{R,max-EC2}) \quad 5.9$$

#### 5.4.1. Vigas

Esta condição impõe que a resistência ao corte dada pela equação referida pela expressão (5.5) seja maior que a exigência ao nível de esforço transversal em cada elemento resistente. Visto que o esforço resistente ao corte está dependente do esforço axial e da rotação da corda, significa que este vai variar de combinação para combinação, sendo assim assume-se uma combinação que apresenta os valores maiores de rácio entre as várias combinações consideradas. Posto isto considerou-se para esta avaliação duas vigas de tipologia diferente ao nível do piso 1.

Inicialmente foi determinado o valor das deformações de cedência,  $\theta_y$ , posteriormente, calcular-se o parâmetro  $\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{(\theta - \theta_y)}{\theta_y}$ , sendo que pode ser obtido como a relação entre a parte plástica da rotação da corda,  $\theta$ , e a rotação da corda de cedência.

Tendo em conta os valores obtidos para cada um dos parâmetros, determinou-se o valor do esforço transversal resistente cíclico segundo a expressão (5.5) e os valores encontram-se na tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Resistência ao esforço transversal segundo o EC8-3

| Viga         | $x(m)$ | $h(m)$ | $V_W$   | $\rho_{tot}$ | $\mu_{\Delta}^{pl}$ | $V_R(kN)$ |
|--------------|--------|--------|---------|--------------|---------------------|-----------|
| VA C - (1-4) | 0,0961 | 0,6    | 33,7172 | 1,05%        | 0,5468              | 103,9469  |
| VA D - (1-4) | 0,0961 | 0,6    |         |              | 0,4500              | 104,0636  |
| VA E - (1-4) | 0,0961 | 0,6    |         |              | 0,4500              | 104,0636  |
| VB (A-B) - 1 | 0,0649 | 0,4    | 32,1848 | 0,62%        | 0,5664              | 36,0733   |
| VB (A-B) - 2 | 0,0649 | 0,4    |         |              | 0,5664              | 37,3320   |
| VB A - (1-2) | 0,0649 | 0,4    |         |              | 0,5038              | 29,6461   |

#### 5.4.2. Pilares

Nesta seção, tal como acontece na seção 5.5.2 neste capítulo, os resultados apresentados são referentes aos cinco pilares identificados, P1, P17, P33, P49 e P65.

A resistência ao esforço transversal foi calculada de acordo com a expressão (5.5), tabela 5.13. Assim como no caso das vigas, nos pilares procedeu-se da mesma maneira, ou seja, escolheu-se uma combinação de forma arbitrária e calculou-se tendo sido considerados os valores referentes a essa combinação, sendo que cada uma daria valores distintos.

Tabela 5.13 – Resistência ao esforço transversal segundo o EC8-3

| Viga | $x$ (m) | $V_W$   | $\rho_{tot}$ | $\mu_{\Delta}^{pl}$ | $V_R$ (kN) |
|------|---------|---------|--------------|---------------------|------------|
| P1   | 0,0555  | 24,5652 | 1,84%        | 0,6814              | 35,5403    |
| P17  | 0,0704  |         |              | 0,3357              | 43,2823    |
| P33  | 0,0607  |         |              | 0,1142              | 41,1313    |
| P49  | 0,0422  |         |              | 0,1071              | 36,0517    |
| P65  | 0,0149  |         |              | 0,2719              | 27,1309    |

#### 5.4.3. Verificação da segurança para os Estados Limites

Com base no indicado anteriormente, ao nível da avaliação em termos de resistência ao corte será verificada para o estado limite de colapso iminente (NC) e de danos severos (SD), sendo que, tal como é exposto no EC8-3, não é necessário realizar a verificação ao estado limite de limitação de danos, salvo o caso em que seja o único a ser avaliado.

Apresentam-se nas figuras, figura 5.11 e 5.13, os rácios entre a solicitação e a resistência ao nível dos esforços transversos para os elementos resistentes identificados anteriormente de forma analisar a condição.

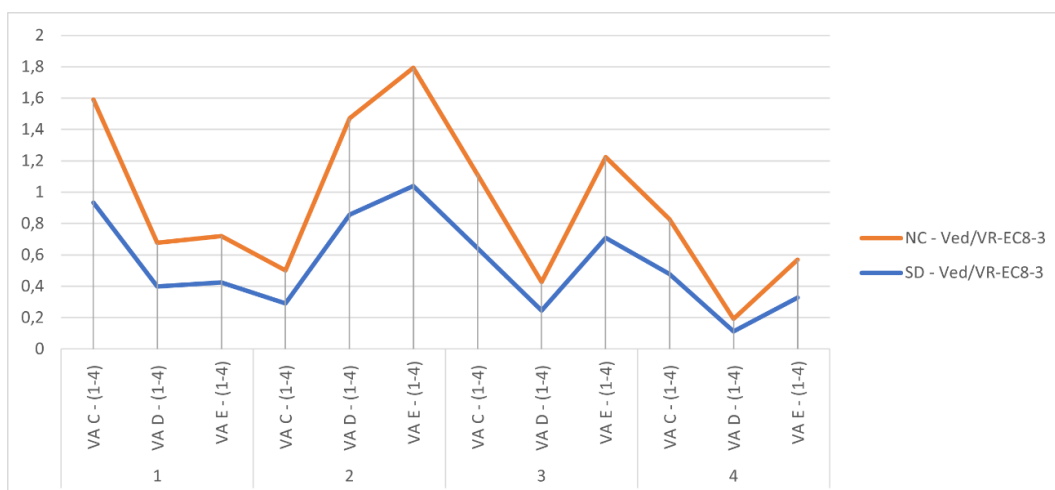


Figura 5.11 – Verificação da segurança das vigas da tipologia A para ambos os estados

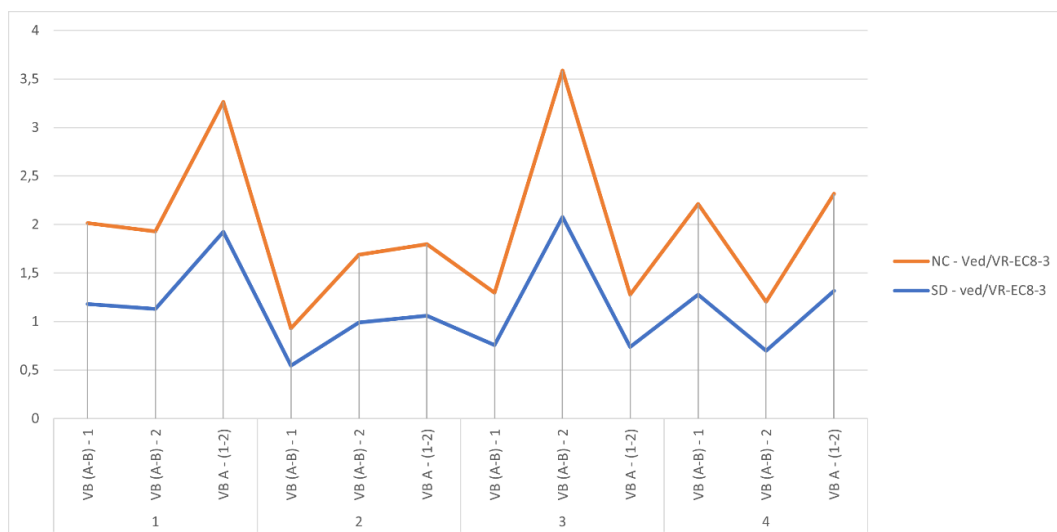


Figura 5.12 – Verificação da segurança das vigas da tipologia B para ambos os estados

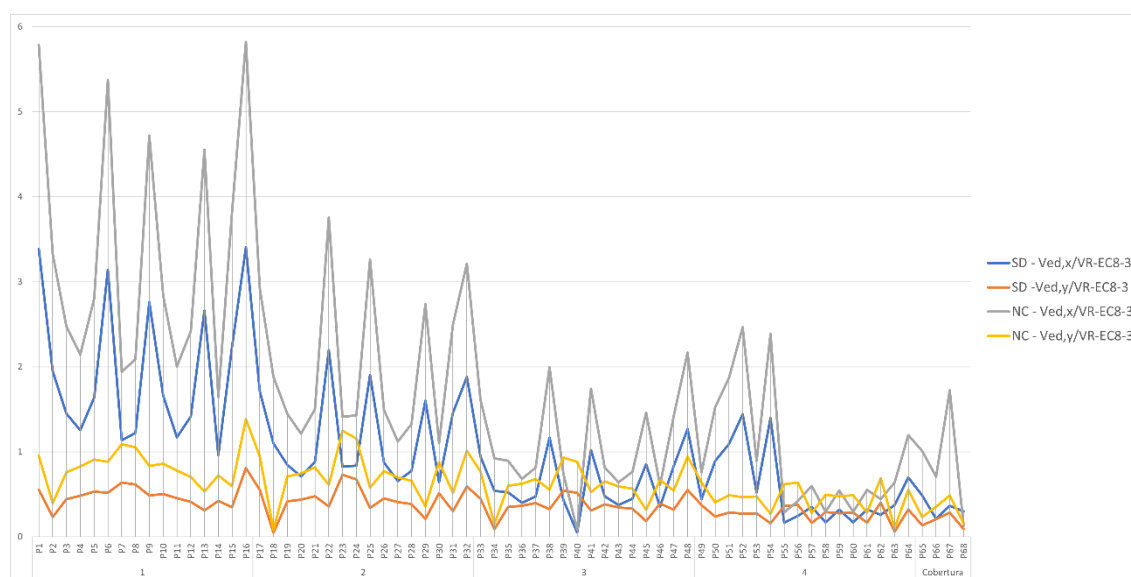


Figura 5.13 – Verificação da segurança dos pilares para ambos os estados

Em contrapartida com o que aconteceu relativamente à verificação das deformações, em termos de resistência ao esforço transversal a condição não se verifica totalmente em nenhum dos estados limites avaliados, ou seja, os rácios apresentados são superiores a 1, o que implica que a estrutura está em défice. Numa observação mais pormenorizada baseada no estado limite de danos severos é possível conferir que ao nível das vigas A estas verificam, o mesmo não acontece com algumas do tipo B e pilares.

Existe uma limitação referente à análise dos pilares que está associada ao máximo esforço transversal. Esta condição é imposta pela expressão (5.7), no entanto, só é possível ser aplicada quando a relação entre  $L_v$  e  $h$  é inferior ou igual a 2, o que no presente caso não acontece em nenhum dos elementos resistentes tipo pilar.

Posto isto o EC2-1 na seção 6.2.3 define um valor máximo de esforço transversal resistente que também limita o valor de  $V_R$  a um valor máximo que, no presente trabalho, será o valor de comparação. Este cálculo foi determinado e apresentam-se os resultados na tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Esforço transversal máximo indicado no EC2-1

|        | $\alpha_{cw}$ | $b_w(m)$ | $z(m)$ | $f_{cd}(MPa)$ | $v_l$ | $\cot \theta$ | $V_{Rd,max-EC2}(kN)$ |
|--------|---------------|----------|--------|---------------|-------|---------------|----------------------|
| Viga A | 1,00          | 0,40     | 0,495  | 16,67         | 0,54  | 2,5           | 614,4828             |
| Viga B | 1,00          | 0,20     | 0,315  | 16,67         | 0,54  | 2,5           | 195,5172             |
| Pilar  | 1,00          | 0,40     | 0,315  | 16,67         | 0,54  | 2,5           | 391,0345             |

No que diz respeito às vigas será apresentado na figura 5.14 e 5.15 um gráfico onde se exhibe de forma mais explícita a verificação da limitação baseada no EC2 para as vigas A e vigas B, respetivamente. A partir deste consegue-se afirmar que existem vigas do tipo B que ultrapassam este limite. Já em relação aos pilares não se apresenta um gráfico, sendo o valor limite muito elevado, ou seja, tendo sido verificado que todos os pilares cumprem a limitação.

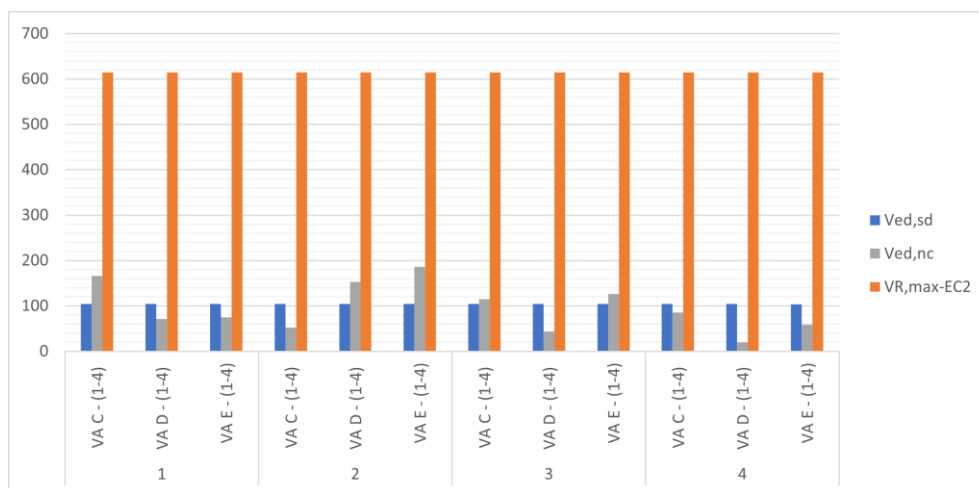


Figura 5.14 – Verificação da segurança das vigas em termos de esforço transversal

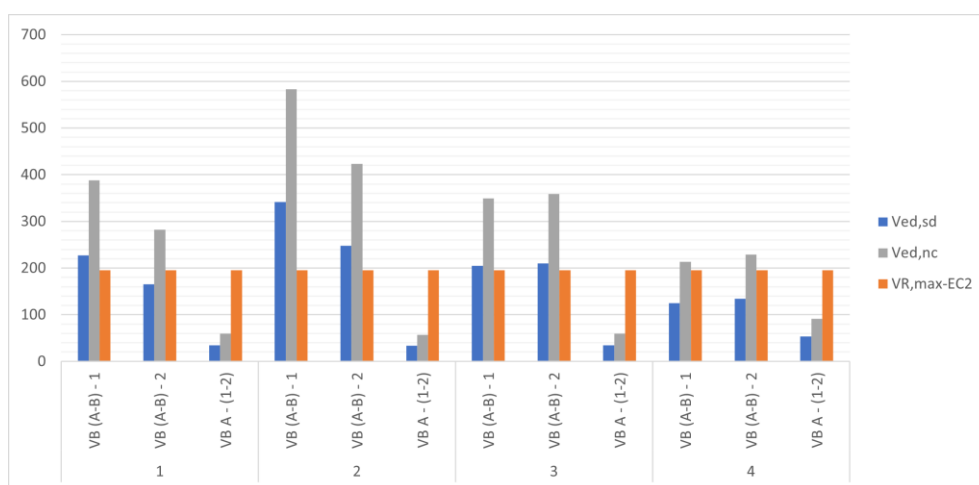


Figura 5.15 – Verificação da segurança dos pilares em termos de esforço transversal

Em suma, com a análise dos resultados é possível concluir que a segurança ao esforço transversal não é verificada nesta estrutura para ambos os estados limites. Avaliando mais ao pormenor a estado limite de danos severos pode concluir-se que é em relação às vigas da tipologia B e dos pilares que se encontram os problemas maiores, ou seja, os resultados das relações são substancialmente superiores à unidade. Assim sendo existia a necessidade de se elaborar um projeto de reforço sísmico atendendo às exigências em que a estrutura não se consegue satisfazer segundo a Portaria n.º 302/2019.

## **5.5. SOLUÇÃO DE REFORÇO ESTRUTURAL**

O reforço numa estrutura está associado à eventuais correções de anomalias provocadas por deficiências de projeto, construção, utilização ou até pela necessidade de se alterar a finalidade da construção. Relativamente à ação sísmica existem situações em que se pretende reforçar a estrutura para aumentar os níveis de segurança, tal como acontece no presente trabalho.

De modo a definir-se uma solução de reforço é importante perceber quão deficiente se encontra a estrutura. Tendo em consideração as técnicas de reforço existentes, estas são escolhidas dependendo, na sua maioria, do tipo de elemento que se tenciona reforçar e do esforço resistente ou da capacidade de deformação que se pretende incrementar.

Portanto o EC8-3 exhibe a informação sobre os critérios de intervenção na estrutura, bem como procedimentos adequados para projetos de reabilitação, sendo no Anexo A do EC8-3 apresentados os modelos de capacidade para as estruturas de betão armado. Este anexo faz referência a três modelos de capacidade para o reforço estrutural, sendo eles o encamisamento por betão, o encamisamento metálico e ainda o revestimento e encamisamento com FRP.

Devido à estrutura em estudo não cumprir todos os critérios em termos de resistência ao esforço transversal (mecanismos frágeis), o EC8-3 indica que é necessário elaborar o projeto de reforço estrutural. Logo para esse projeto, nesta dissertação, utilizou-se a técnica de reforço por encamisamento do betão. É ainda importante referir que a solução apresentada é meramente numérica, não tendo sido abordados os pormenores construtivos.

### **5.5.1. Encamisamento por betão**

A técnica de reforço por encamisamento é uma das mais comum e mais utilizada quando se pretende melhorar o comportamento de uma estrutura de betão armado.

O encamisamento por betão consiste no aumento da seção transversal do elemento pela adição de uma armadura suplementar e de uma nova camada de betão que envolve a seção original e as novas armaduras. Esta técnica de reforço considerou-se adequada para o caso específico, sendo que aplicada no reforço de vigas e pilares tem como objetivo melhorar o comportamento ao nível da flexão e do esforço transversal pelo acréscimo de armadura resistente [25] [26].

O encamisamento é uma alternativa para o reforço dos elementos estruturais, o qual apresenta algumas vantagens, nomeadamente ao nível de uma execução em obra que oferece uma eficácia e garantia de funcionamento muito boas e de uma maneira geral superiores às dadas por outros métodos, em termos económicos, de rapidez e a inexistência de eventuais efeitos secundários. Contudo, também exhibe algumas desvantagens, como por exemplo, o tempo de espera inevitável para que o novo betão adquira a resistência necessária.

As principais etapas para a execução de um encamisamento por betão apresentam-se de uma forma muito resumida, de seguida:

- Escoramento;
- Preparação da superfície;
- Colocação das novas armaduras (armaduras de reforço);
- Betonagem;
- Cura.

O anexo A no EC8-3 na seção A.4.2.2 indica algumas condições a ter em consideração para este tipo de reforço ao realizar-se às respetivas verificações, tanto ao nível das hipóteses simplificadas aproximadas para a avaliação dos elementos encamisados como das relações válidas consideradas para as verificações.

#### 5.5.2. Reforço estrutural do edifício em estudo

Relativamente ao reforço na estrutura do edifício em questão será realizado recorrendo ao estado limite de danos severos, sendo este o estado a ser verificado. Outro aspecto é que na avaliação das capacidades de resistência dos elementos encamisados considerou-se a hipótese simplificada aproximada em que as propriedades do betão do elemento encamisamento são aplicadas a toda a seção do elemento.

Pela visualização das figuras 5.13 e 5.14 é possível afirmar que a maior necessidade de reforço estrutural ocorre nos pilares e por esse motivo começou-se o procedimento por estes elementos. Também pela figura 5.14 verifica-se que existem alguns pilares que satisfazem e outros não. Então de forma a alcançar-se ou a propor-se a solução de reforço estrutural (por encamisamento de betão) mais económica, somente se alteraram os pilares necessários, sendo eles P1 a P18, P22, P25, P29, P31, P32, P33, P38, P41 e P48.

A solução adotada inclui o aumento da seção transversal nas duas direções para uma espessura adicional de 10 cm, limite condicionado pela praticidade de colocação em obra. Relativamente à armadura transversal executou-se o cálculo pela expressão (5.10), indicada pela o EC2-1-1 na seção 6.2.3, em que o esforço condicionante é em relação ao maior valor referente aos pilares, que neste caso é o P1.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad 5.10$$

Posto isto obteve-se uma solução em que os pilares referidos ficam com uma nova seção de betão armado igual a 0,50 m x 0,50 m, com uma armadura transversal adicional de  $\phi 8//0,20$  (2,51 cm<sup>2</sup>/m) e uma armadura longitudinal na nova seção de 2 $\phi 25$ .

Após encontrada a solução procede-se às modificações das seções do programa de cálculo automático e aos cálculos dos parâmetros para a expressão (5.5) de forma a ser possível verificar que esta solução é satisfatória. Para isso mostra-se na figura 5.16 um gráfico semelhante ao da 5.13, mas agora com os novos valores associados à solução de reforço para os pilares.

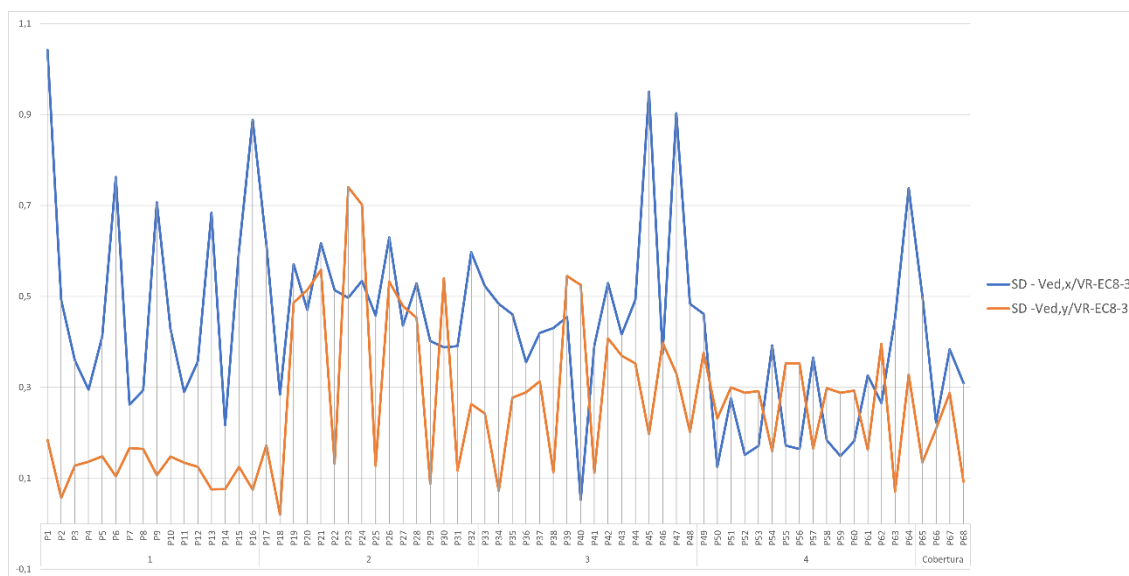


Figura 5.16 – Verificação da segurança dos pilares em termos de esforço transversal para a solução de reforço

Posto isto pode concluir-se que com este reforço estrutural por encamisamento por betão os pilares já satisfazem a condição em termos de esforço transversal. Contudo, é de importante salientar que existem outras soluções e que até podem ser mais fiáveis.

Passando para as vigas recorreu-se a um procedimento semelhante ao realizado nos pilares, mas tendo já em conta as modificações efetuadas nestes elementos. Atendendo a isso verificou-se, primeiramente, se os esforços em ambas as tipologias das vigas confirmavam a verificação, contudo, isso não acontece, o que implica que estas também têm de ser reforçadas.

O reforço estrutural utilizado para as vigas foi o mesmo tipo, e ocorre só nas vigas que apresentam deficit de resistência. Sendo que para a tipologia B necessitaram de reforço todas as vigas estudadas, no entanto, relativamente às vigas A só se alteraram as vigas pertencentes aos primeiros três pisos.

No que diz respeito às vigas A, a solução adotada foi uma espessura adicional de 7,5 cm, uma armadura transversal adicional de  $\phi 10//0,125$  e uma longitudinal de 4 varões,  $4\phi 10$ .

Para as vigas B a solução encontrada foi, à semelhança das outras, um aumento da seção transversal com uma espessura adicional de 7,5 cm, uma armadura transversal adicional de  $\phi 20//0,25$  e uma longitudinal de 4 varões,  $4\phi 10$ .

De seguida apresentam-se os gráficos referentes à verificação para todas as vigas, figura 5.17 e 5.18. Tal como é possível confirmar com estes gráficos as soluções de reforço adotadas para as vigas foram satisfatórias, o que significa que com este reforço estrutural a segurança em relação à resistência do esforço transversal é verificada, ou seja, a estrutura admite um bom comportamento.

É importante salientar que apesar de algumas vigas se encontrarem com rácio superiores a 1, essa diferença é insignificante e, por isso, desprezou-se.

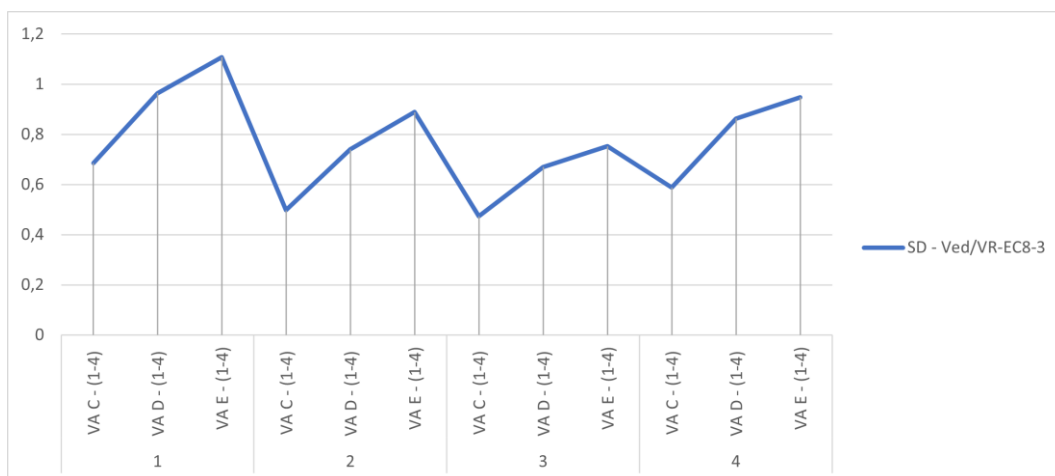


Figura 5.17 – Verificação da segurança das vigas A em termos de esforço transversal para a solução de reforço

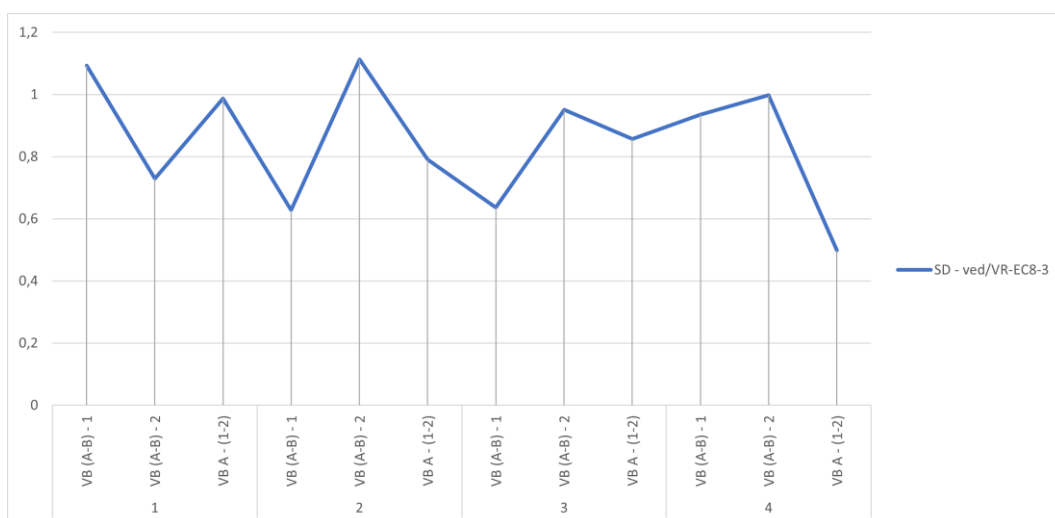


Figura 5.18 – Verificação da segurança das vigas B em termos de esforço transversal para a solução de reforço

## 5.6. PROPOSTA DE UMA ANÁLISE ALTERNATIVA E INERENTE REFORÇO

Na análise realizada anteriormente o tijolo maciço aparente foi considerado como um elemento não estrutural, o que proporciona uma hipótese conservativa, a qual se encontra no lado da segurança. Contudo, desta seção deste capítulo realiza-se uma análise alternativa considerando as paredes como estruturais, ou seja, resistentes, a partir de considerações técnicas já consolidadas. A principal finalidade desta análise é verificar se ao considerar-se este elemento como estrutural, a verificação da segurança sísmica em termos de resistência ao esforço transversal já será satisfatória ou aferir quão mais satisfatória será.

Entretanto tendo em conta a diferença entre a análise inicial, na qual se considerada somente o porticado em betão armado como estrutural, e esta análise em que se inclui o preenchimento das paredes com a alvenaria, recorreu-se a estudos experimentais e analíticos que permitem realizar uma análise em que o

enchimento das paredes de fachada influencie no comportamento do edifício perante a ação sísmica [27].

Para se realizar a modelação dos efeitos no plano das paredes de tijolo utilizou-se os estudos e conclusões de Stafford Smith et al. [28] [29] [30], onde se determina a largura da biela equivalente. A biela determinada modela o comportamento da parede no seu plano (in-plane).

Posto isto, apresentam-se as expressões 5.10 e 5.11, as quais foram utilizadas no cálculo da determinação da largura da biela equivalente em relação à parede de tijolo considerada.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_f \cdot I_c \cdot h_w}} \quad 5.10$$

$$w = 0,58 \left( \frac{1}{h_w} \right)^{-0,445} (\lambda h_c)^{0,335} d \left( \frac{1}{h_w} \right)^{0,064} \quad 5.11$$

Em que:

$E_w$  – Módulo de elasticidade da parede;

$t_w$  – Espessura da parede;

$\theta$  – Inclinação da diagonal da parede;

$E_f$  – Módulo de elasticidade do material da moldura;

$I_c$  – Inércia das colunas.

A partir da figura 5.19 é possível associar os restantes parâmetros presentes nas expressões à respetiva definição. Já na tabela 5.15 são apresentados os resultados obtidos para o parâmetro  $w$ .

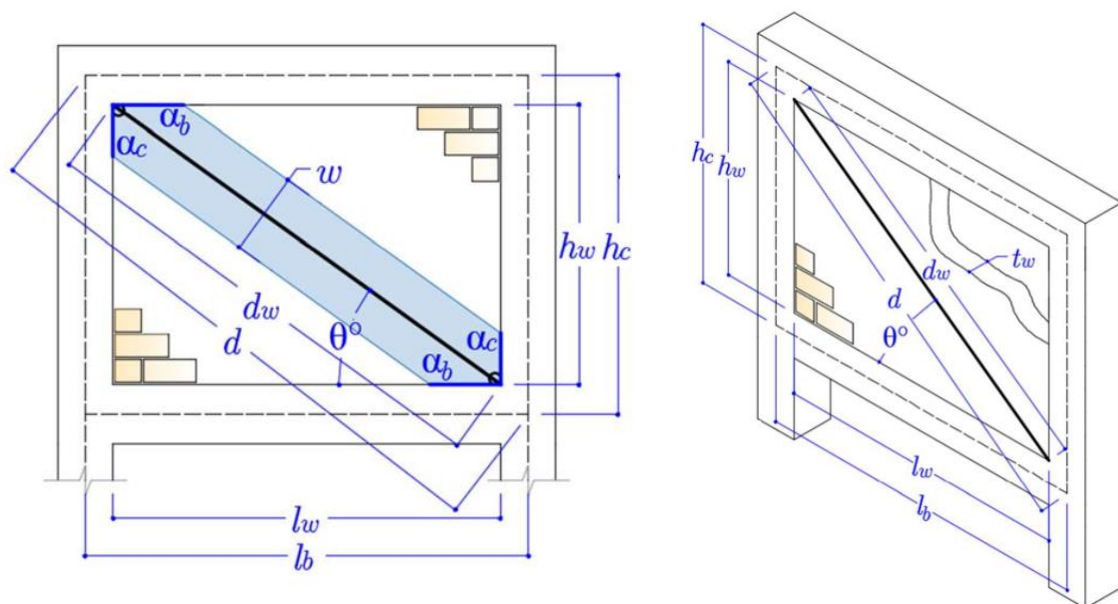


Figura 5.19 – Definição geral tridimensional dos parâmetros

Tabela 5.15 – Cálculo da determinação das larguras das bielas

| Piso      | Direção | w      |
|-----------|---------|--------|
| 1         | X       | 1,5475 |
|           | y       | 1,4495 |
| 2         | x; y    | 0,9905 |
| 3         | x; y    | 0,9905 |
| 4         | x; y    | 0,9905 |
| Cobertura | x       | 0,9949 |
|           | y       | 0,9821 |

Atendendo ao referido, determinou-se a largura da biela equivalente para cada parede como preenchimento significativo em tijolo, sendo que as paredes têm uma espessura de 0,15 m, e recorrendo ao Robot, já usado, acrescentou-se as respetivas bielas com as características pretendidas, tal como está demonstra na figura 5.20.

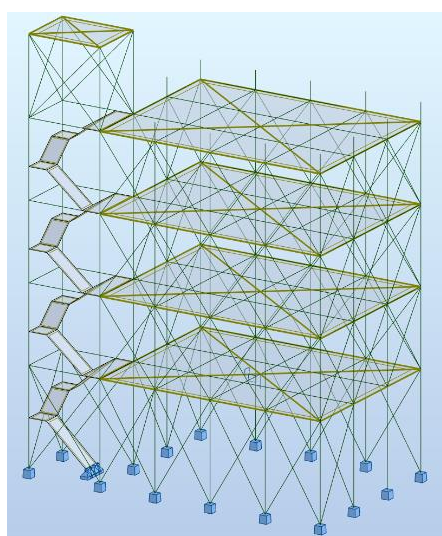


Figura 5.20 – Definição das bielas no programa de cálculo

Tendo em conta esta modelação alternativa do edifício estudou-se, tal como na seção 3.5.3 desta dissertação, a avaliação da regularidade estrutural. A regularidade em planta com base nas verificações indicadas pelas expressões 3.6 e 3.7 do capítulo 3 desta dissertação. Relativamente à regularidade em altura, à semelhança do caso anterior, considera-se que o edifício é regular em altura.

Sendo assim nas tabelas 5.16 e 5.17 estão apresentados sucintamente os valores correspondentes aos parâmetros obtidos para cada piso e cobertura, assim como as respetivas verificações.

Tabela 5.16 – Verificação da expressão 3.7

| Piso      | $r_x$  | $r_y$   | $l_s$  | $r_x \geq l_s$ | $r_y \geq l_s$ |
|-----------|--------|---------|--------|----------------|----------------|
| 1         | 6,7245 | 8,3666  | 6,6306 | Verifica       | Verifica       |
| 2         | 7,0711 | 10,4881 | 6,1584 | Verifica       | Verifica       |
| 3         | 8,3666 | 12,2474 | 6,1583 | Verifica       | Verifica       |
| 4         | 9,4868 | 13,7840 | 6,1583 | Verifica       | Verifica       |
| Cobertura | 3,1623 | 4,1231  | 5,1951 | Não verifica   | Não verifica   |

Tabela 5.17 – Verificação da expressão 3.6

| Piso      | $e_{0x}$ (m) | $0,30 \cdot r_x$ | $e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$ | $e_{0y}$ (m) | $0,30 \cdot r_y$ | $e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y$ |
|-----------|--------------|------------------|------------------------------|--------------|------------------|------------------------------|
| 1         | 2,31         | 1,8974           | Não verifica                 | 0,09         | 2,5099           | Verifica                     |
| 2         | 3,41         | 2,121            | Não verifica                 | 0,29         | 3,1464           | Verifica                     |
| 3         | 3,41         | 2,5099           | Não verifica                 | 0,29         | 3,6742           | Verifica                     |
| 4         | 3,41         | 2,8460           | Não verifica                 | 0,29         | 4,1352           | Verifica                     |
| Cobertura | 1,50         | 0,9486           | Não verifica                 | 0,59         | 1,2369           | Verifica                     |

Com base dos resultados obtidos apresentados nas tabelas anteriores é possível afirmar que o edifício é irregular em planta, assim como na primeira modelação.

Após isto realizou-se somente à verificação da capacidade resistente ao esforço de corte para os mesmos elementos que na seção 5.4 em função do estado limite de danos severos (SD).

Tal como se pode confirmar com a observação das figuras 5.21, 5.22 e 5.23, as quais dizem respeito à verificação dos pilares, vigas A e vigas B, respetivamente, os elementos, na sua maioria, continuam sem resistir ao esforço transversal, ou seja, a inclusão das paredes de tijolo como bielas resistentes adequadas ainda conduz a uma verificação da vulnerabilidade sísmica do edifício não satisfatória, embora melhore a respetiva resistência ao esforço transversal.

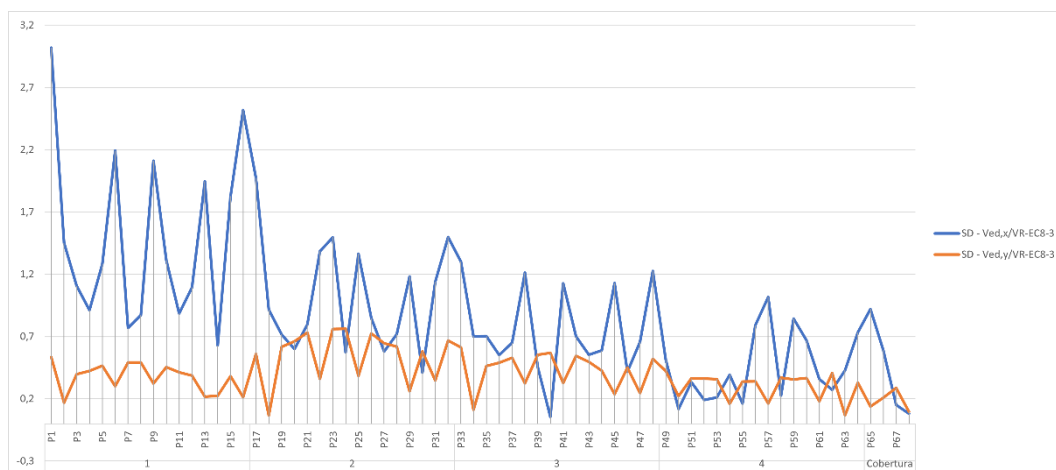


Figura 5.21 – Verificação da segurança dos pilares

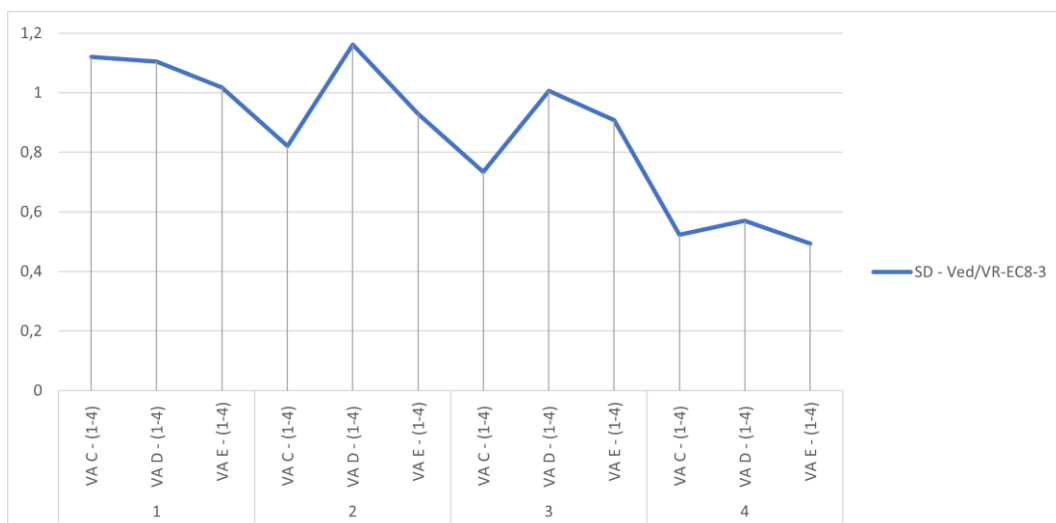


Figura 5.22 – Verificação da segurança das vigas A

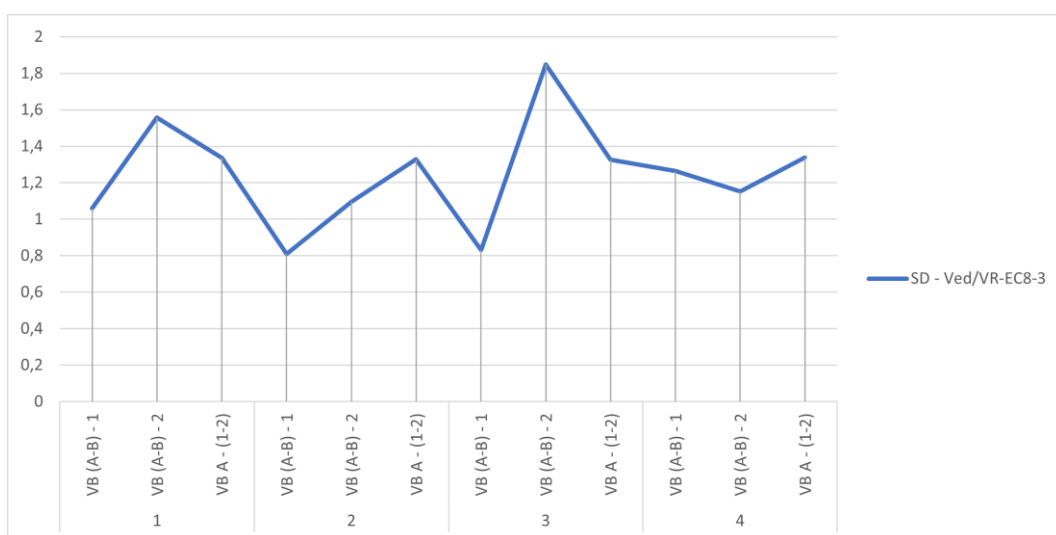


Figura 5.23 – Verificação da segurança das vigas B

Posto isto determinou-se uma possível solução de reforço correspondente a esta análise alternativa do edifício com base, novamente, no estado limite de danos severos e recorreu-se à mesma metodologia que na seção 5.5, solução de reforço estrutural por encamisamento de betão.

Relativamente aos pilares, a solução de reforço consiste numa espessura adicional de 7,50 cm, com uma quantidade adicional de armadura transversal igual a  $\phi 6//0,125$ . Para as duas tipologias de vigas, recorreu-se em ambas a um aumento na seção transversal em 7,50 cm, no que toca à armadura transversal adicional descobriu-se uma solução de  $\phi 10//0,25$  e de  $\phi 10//0,15$  associadas às vigas A e vigas B, respetivamente.

Ao verificar-se a capacidade resistência obteve-se os gráficos das figuras seguintes, figura 5.24 a 5,26, os quais comprovam que a partir da solução adotada a avaliação em relação à vulnerabilidade sísmica do edifício já é satisfatória.

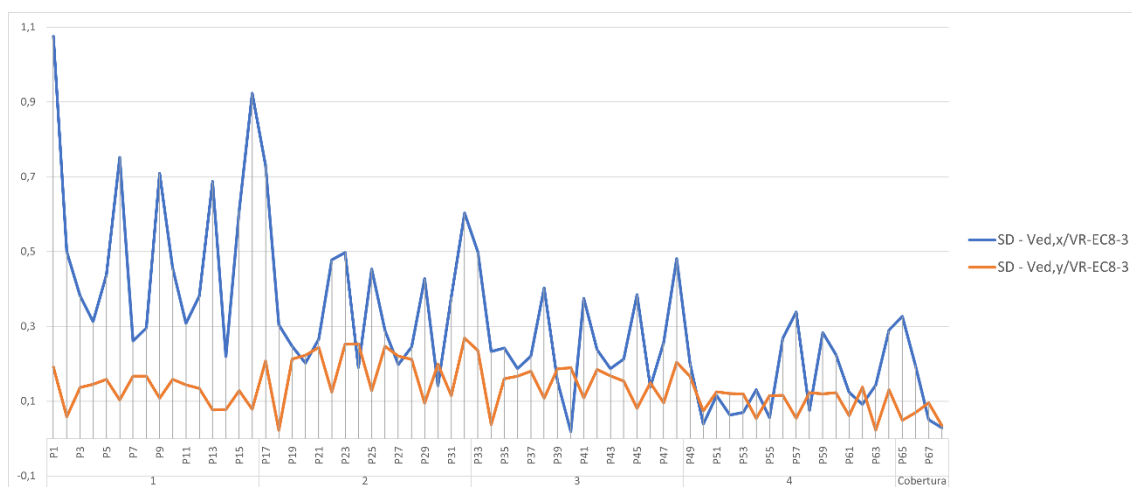


Figura 5.24 – Verificação da segurança dos pilares

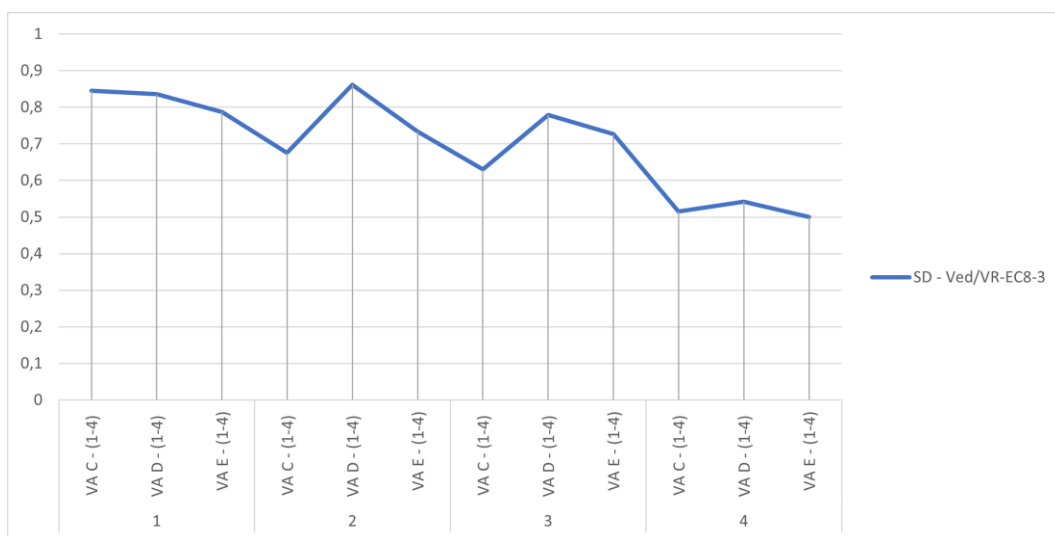


Figura 5.25 – Verificação da segurança das vigas A

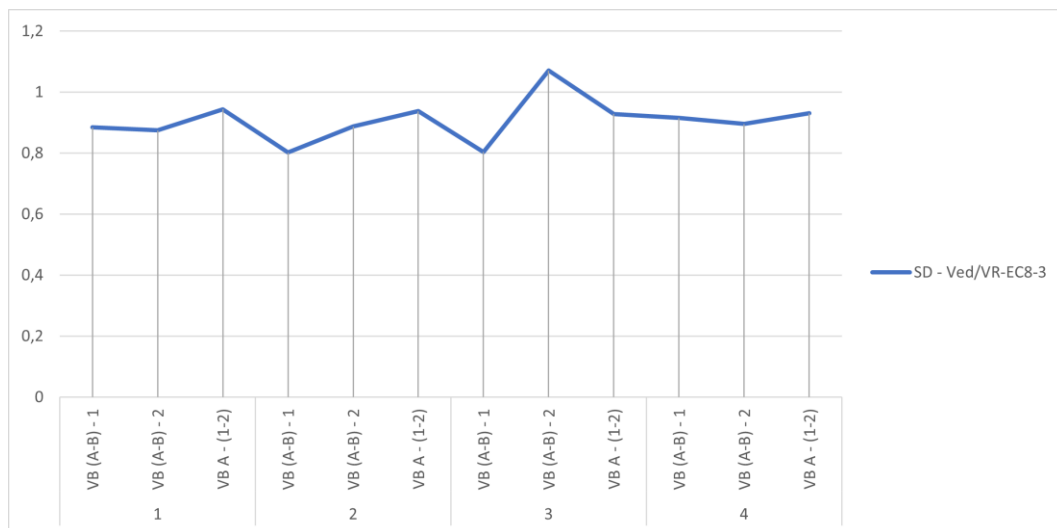


Figura 5.26 – Verificação da segurança das vigas B

Tal como era previsível, estes resultados correspondem a uma economização da solução quando comparada com a primeira solução de reforço, identificada na seção 5.5.

Em suma pode concluir-se que, apesar de a verificação à vulnerabilidade sísmica do edifício não satisfaça na totalidade quando as paredes de tijolo são consideradas como resistentes, existe uma diminuição significativa na quantidade de reforço que se necessitava de utilizar.

# 6

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1. CONCLUSÕES FINAIS

A presente dissertação teve como principal finalidade a verificação da vulnerabilidade à ação sísmica de um edifício existente em betão armado segundo a regulamentação atual em Portugal. Tendo em consideração este objetivo serão seguidamente apresentadas as principais conclusões, a partir das quais se pode afirmar que o edifício não verifica a segurança à ação sísmica de acordo com a metodologia III exposta no EC8-3 e, assim sendo, há a necessidade de se realizar um projeto de reforço sísmico.

Inicialmente na caracterização do edifício em estudo tendo por base os critérios considerados pelo EC8-1, mais especificamente o tipo de terreno e a ação sísmica, foi possível verificar que a combinação entre a ação sísmica tipo 2 e o terreno do tipo C foi a mais condicionamento e, por isso, utilizou-se esta no desenvolvimento do projeto.

Este edifício foi avaliado ao nível da aplicabilidade do método linear por forças laterais, o qual se realizou no capítulo 4 com a ajuda do programa de cálculo automático de acordo com o EC8-1, sendo que este cumpria todos os critérios identificados na norma relativamente à sua aplicabilidade, nomeadamente a regularidade estrutural em altura, bem como o fato de a resposta sísmica não ser afetada de uma forma significativa pela contribuição dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção.

Contudo, quando se estudou a admissibilidade do método de análise linear segundo o EC8-3, observou-se que a condição imposta não era verificada, visto que o valor máximo em relação ao valor mínimo da relação entre as exigências e as capacidades dos elementos resistentes sísmicos para os três estados limites ultrapassavam o valor considerado como recomendável. Isto implicava a realização de uma análise não linear, como por exemplo, análise pushover.

Embora essa condição adicional da admissibilidade da análise elástica linear não seja satisfeita, os resultados desta foram utilizados para os pontos seguintes deste projeto.

O relatório do LNEC indica os cinco critérios que devem ser analisados para que sejam aplicados os métodos expeditos, contudo, o edifício em questão não os cumpre na totalidade e assim sendo o método III era o único admissível para o estudo da vulnerabilidade sísmica. este corresponde ao método de referência detalhado no EC8-3.

A análise da segurança sísmica foi concebida para os três estados limites existentes, dando maior relevância ao estado limite de danos severos (SD), sendo que o EC8-3 indica que para edifícios de classe de importância I é este o estado a verificar.

Relativamente à análise da segurança sísmica dos mecanismos dúcteis pela condição imposta no EC8-3 ao nível das deformações verificou-se que a segurança é cumprida para todos os estados limites relativos aos elementos resistentes sísmicos. Em contrapartida, na análise da segurança sísmica de mecanismos frágeis, em termos de resistência ao esforço transversal para os estados limites considerados verificou-se que não cumprem os critérios impostos.

Por fim, com a realização do relatório da avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo, onde se fez a aplicação da metodologia III estabeleceu-se que, após este projeto, seria essencial a realização de um projeto de reforço sísmico de acordo também com o EC8-3.

Nesse sentido, estudou-se de uma forma sucinta um possível reforço estrutural para o edifício de betão armado, utilizando-se a metodologia de encamisamento por betão. Dado que nos pilares resultaram valores de rácio maiores, começou-se por realizar o processo nestes elementos de forma a conceber-se um reforço com menos intervenções no edifício. No entanto, após a alteração dos pilares foi necessário proceder-se a um reforço também nas vigas, o qual se executou de forma semelhante com o mesmo procedimento. Com as soluções adotadas para todos os elementos estruturais verificou-se a segurança em termos de esforço transversal.

A última análise foi realizada tendo em consideração as paredes de tijolo como um elemento estrutural e consistia em verificar se a avaliação quanto à vulnerabilidade sísmica do edifício já era satisfatória. Contudo, concluiu-se que ao nível da resistência ao esforço transversal a estrutura do edifício continuava a ter um mau comportamento.

Ao estudar-se uma nova solução de reforço em função desta análise conseguiu-se entender que existia uma economia em termos de reforço adotado, tanto ao nível da quantidade de armadura necessária como de espessura adicional.

## 6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

De forma a dar-se seguimento ao trabalho desenvolvido nesta dissertação referente à verificação de segurança sísmica do edifício em análise são sugeridos alguns desenvolvimentos futuros plausíveis e possíveis que seriam úteis ser estudados.

A realização da análise estrutural baseado num método de análise não linear, nomeadamente uma análise *pushover* a partir de outro programa de cálculo automático em que este tipo de metodologia já esteja mais avançado, como por exemplo, o SAP2000, SeismoStruct. Ou até numa outra perspetiva seria interessante executar-se a mesma análise realizada neste projeto recorrendo a outro software e comparar-se os valores obtidos em ambos.

Outra hipótese seria a realização de um método de análise que inclui a modelação numérica das fundações existentes, o que proporcionava a consideração dos efeitos da interação solo-estrutura, sendo este um ponto importante nestas verificações.

Dado que os resultados não verificaram as condições referentes à segurança sísmica era muito benéfico estudar de maneira mais detalhada as soluções de reforço estrutural para os vários elementos resistentes, de forma a economizar-se o mais possível a solução.

Outra hipótese de estudo futuro para continuidade deste trabalho seria o refinamento e estudo paramétrico da variabilidade da seleção possível de coeficiente de comportamento para esta tipologia e as respetivas consequências na avaliação de vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Silva, S., *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica do Parque Edificado da Avenida Dr. Lourenço Peixinho - Aveiro*. 2008, FEUP.
2. Silva, P., *Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado*. 2007, IST: Lisboa.
3. NP EN 1990 - Eurocódigo 0: Bases para o Projeto de Estruturas. 2009: CEN.
4. NP EN 1991 - Eurocódigo 1: Ações em Estruturas. 2009: CEN.
5. NP EN 1998 - Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos. 2004: CEN.
6. NP EN 1998 - Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos. 2010: CEN.
7. Pereira, L., *Dimensionamento e Verificação da Segurança Sísmica de Edifícios em Zona de Sismicidade Moderada*. 2017, FEUP.
8. Bagorro, M.B., *Avaliação do comportamento sísmico de um edifício do campus da FCT/UNL*. 2009, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
9. LNEC, *Portaria n.º302/2019*. 2019.
10. NP EN 1998-1 - Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. 2010: CEN.
11. NP EN 1998-3 - Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos, Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios. 2017: CEN.
12. *Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural*. 2019: LNEC.
13. ROBOT, A.R.S.A.-.
14. LNEC, *Guião de Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes de Betão Armado*. 2019.
15. Caraslindas, F., *Verificação da Segurança Sísmica em Edifícios Existentes de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3*. 2010, FEUP.
16. Amaro, N., *Dimensionamento Sísmico de um Edifício de Betão Armado segundo os Eurocódigos. Verificação segundo o Eurocódigo 8 Parte 3*. 2014, ISEL: Lisboa.
17. Chambel, M., *Análise da Regularidade em Planta de Edifícios segundo o Eurocódigo 8* 2015, Instituto Técnico de Lisboa
18. Couto, S., *Avaliação da segurança sísmica do edifício da biblioteca da FEUP segundo o Eurocódigo 8*. 2013, FEUP.
19. Porto, C.M.d., *Carta Geotécnica do Porto* 2003.
20. *Estudo Prévio - Linha Circular: Troço Liberdade/S.Bento - Boavista/Casa da Música*, in *Parecer Final da Comissão de Avaliação*. 2019.

21. Candeias, M., *Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício destinado a Pavilhão Gimnodesportivo*. 2012, ISEL: Lisboa.
22. Costa, A., *OE - Seminário - Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projeto de Edifícios. Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos*. 2011, Lisboa.
23. Fernandes, A., *Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes no contexto do Eurocódigo 8*, in *Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*. 2008, FEUP: Porto, Portugal
24. Carvalho, L., *Avaliação sísmica de edifícios existentes segundo o Eurocódigo 8 com vista à reabilitação* in *Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*. 2020, FEUP: Porto, Portugal
25. Brito, J.d., *Apontamentos da cadeira de reabilitação de construções - Estudos de Casos*. 2002, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
26. Arruda, M., *Reabilitação e reforço sísmico de edifícios existentes segundo o Eurocódigo 8 - Procedimentos e aplicação*. 2021, FEUP.
27. Francisco J. Pallarés, A.D., Wael M. Hassan, Luis Pallarés, *Experimental and analytical assessment of the influence of masonry façade infills on seismic behavior of RC frame buildings*. Journal Elsevier 2021.
28. Smith, B.S., *Lateral Stiffness of Infilled Frames*. Journal of the Structural Division, 1962. **Volume 88**.
29. Smith, B.S., *Behaviour of Square Infilled Frames*. Journal of the Structural Division, 1966. **Volume 92**.
30. Smith, B.S., *Model Test Results of Vertical and Horizontal Loading of Infilled Frames*. Journal of American Concrete Institute, 1968.

#### OUTRAS REFERÊNCIAS ADICIONAIS UTILIZADAS

- Marina Inês Gamboa Chambel. *Análise da Regularidade em Planta de Edifícios Segundo o Eurocódigo 8*. Dissertação de Mestrado, Instituto Técnico de Lisboa.
- Álvaro F. M. Azevedo. *Método dos Elementos Finitos*. 1ª edição, abril 2003. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pedro Gonçalves Dantas da Silva. *Análise da Ação de Diafragma em Estruturas Porticadas de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado para obter o grau de Mestre. Universidade de Coimbra.
- Kanat Burak Bozdogan. *Free Vibration Analysis of Asymmetric – Plan Shear Wall and Core Buildings Using One-dimensional Finite Element*. Arabian Journal for Science and Engineering. Volume 38, Number 5. Springer.
- Anil K. Chopra. *Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*.
- Rui Carneiro Barros (2005). *Pushover Analysis of Asymmetric Three-dimensional Building Frames*. Journal of Civil Engineering and Management.

## **ANEXOS**

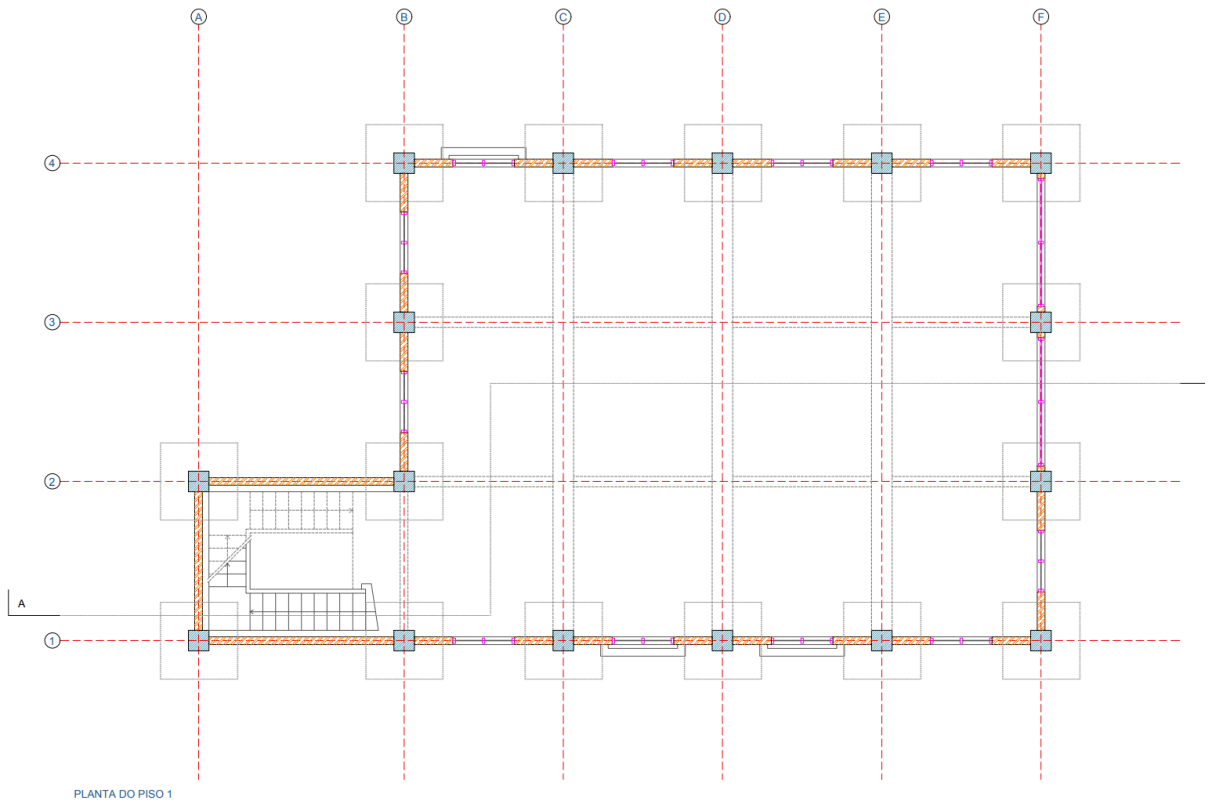


## **ANEXOS 1**

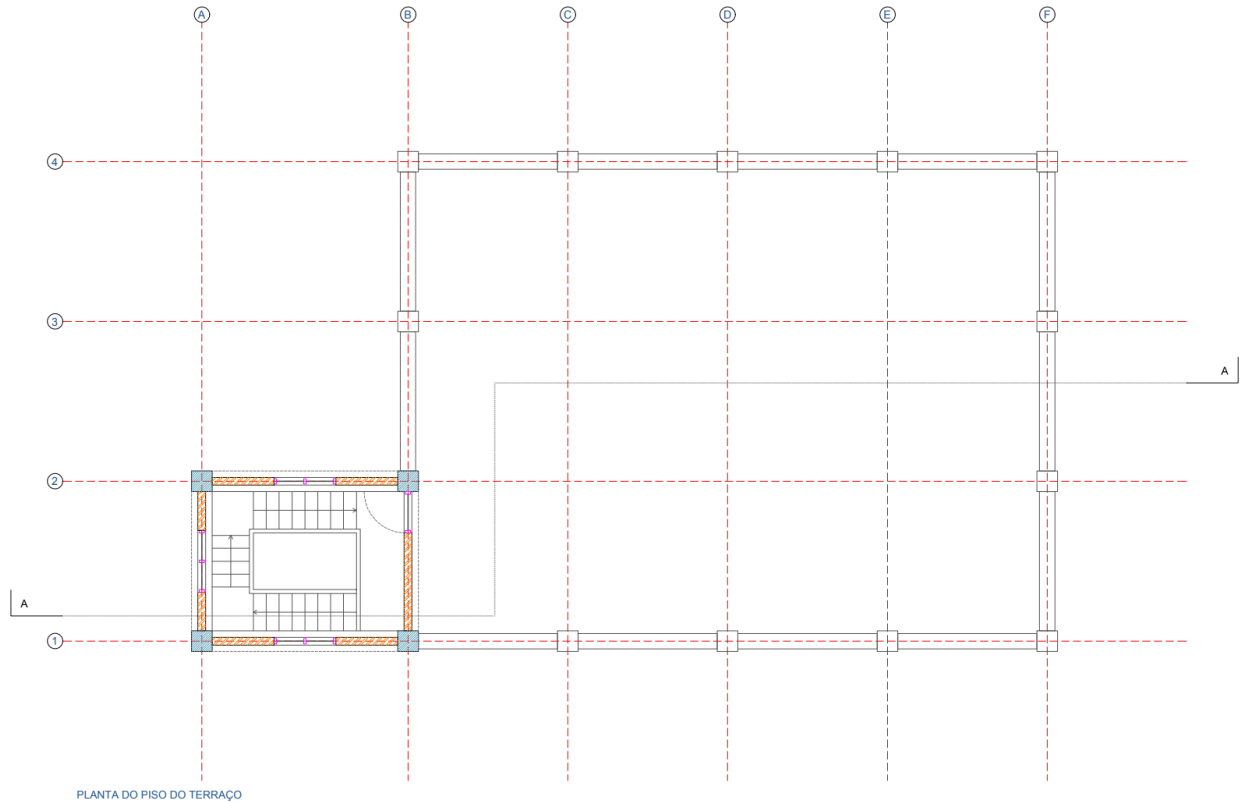
### **PLANTAS DE ARQUITETURA, CORTE E ALÇADOS DO EDIFÍCIO**



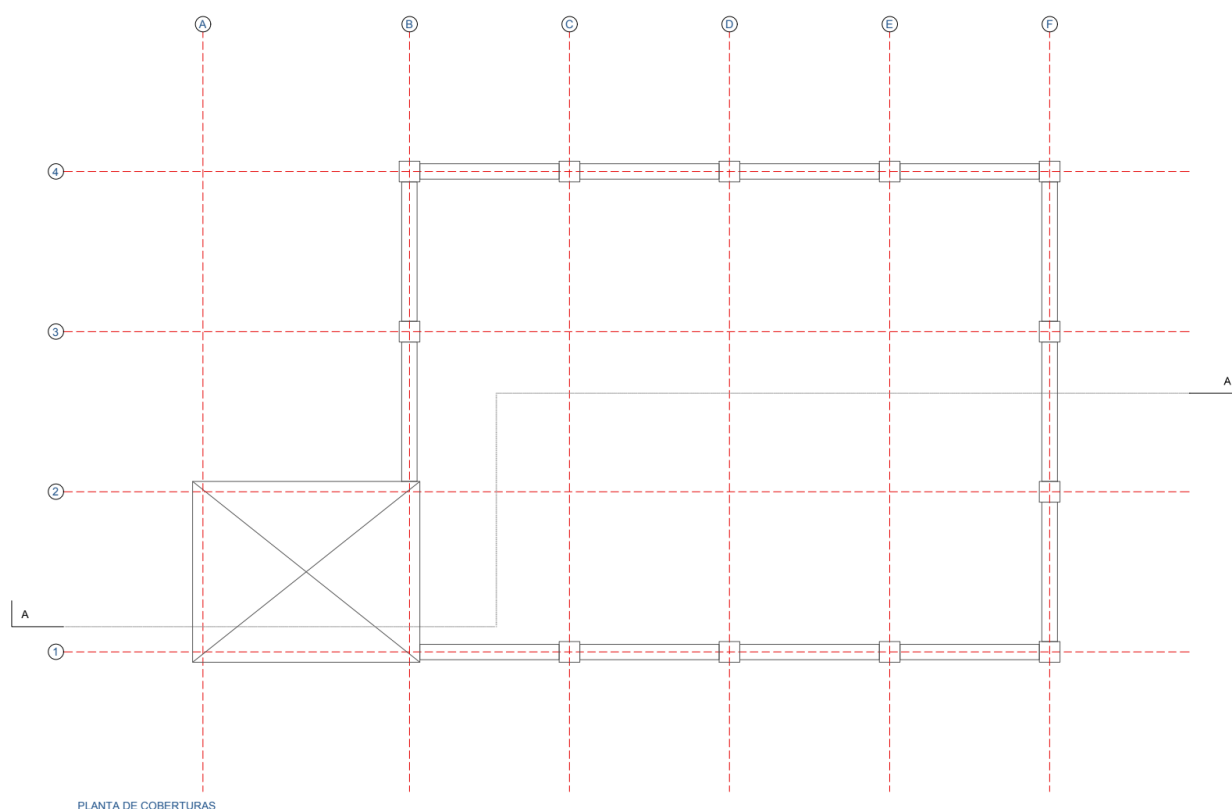
PLANTA DO PISO 1



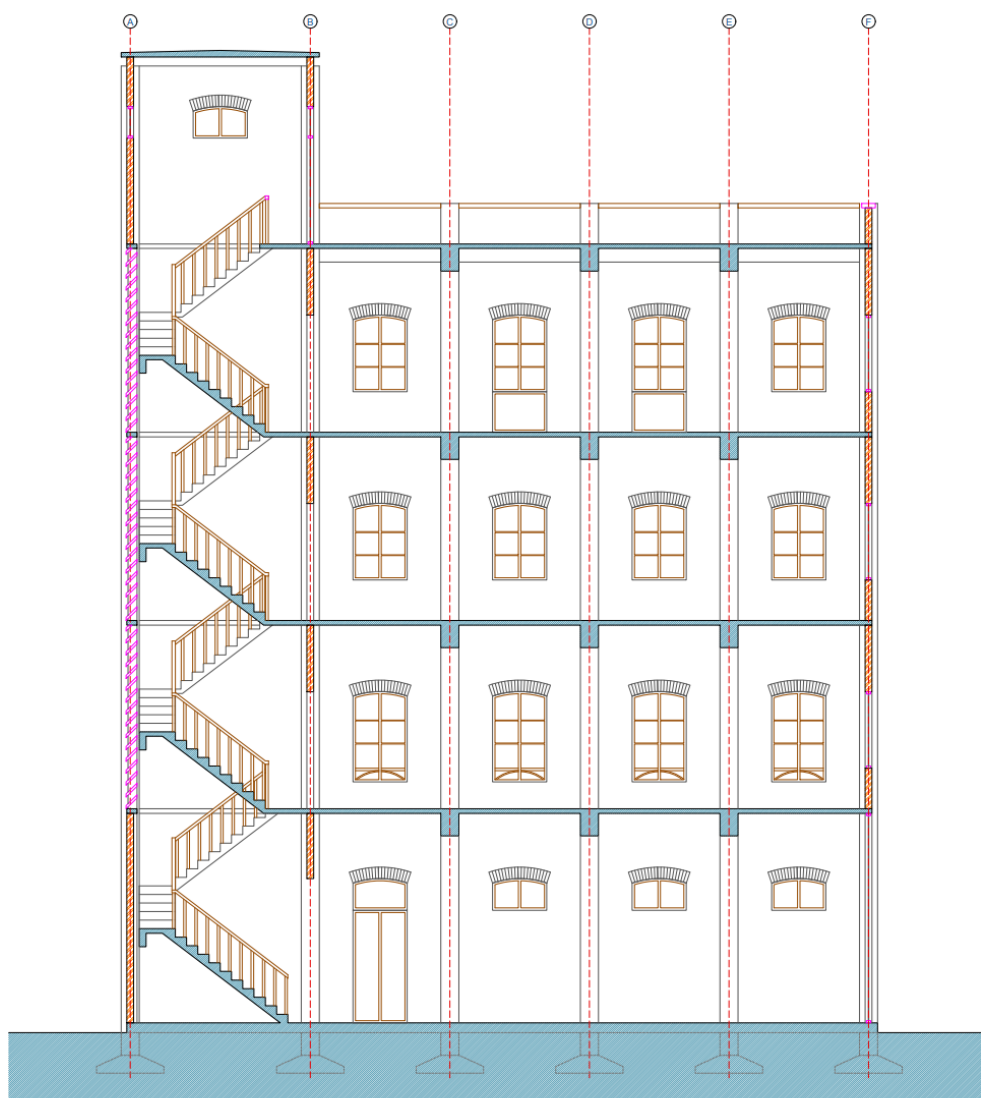
PLANTA DO PISO DO TERRAÇO



## PLANTA DA COBERTURA

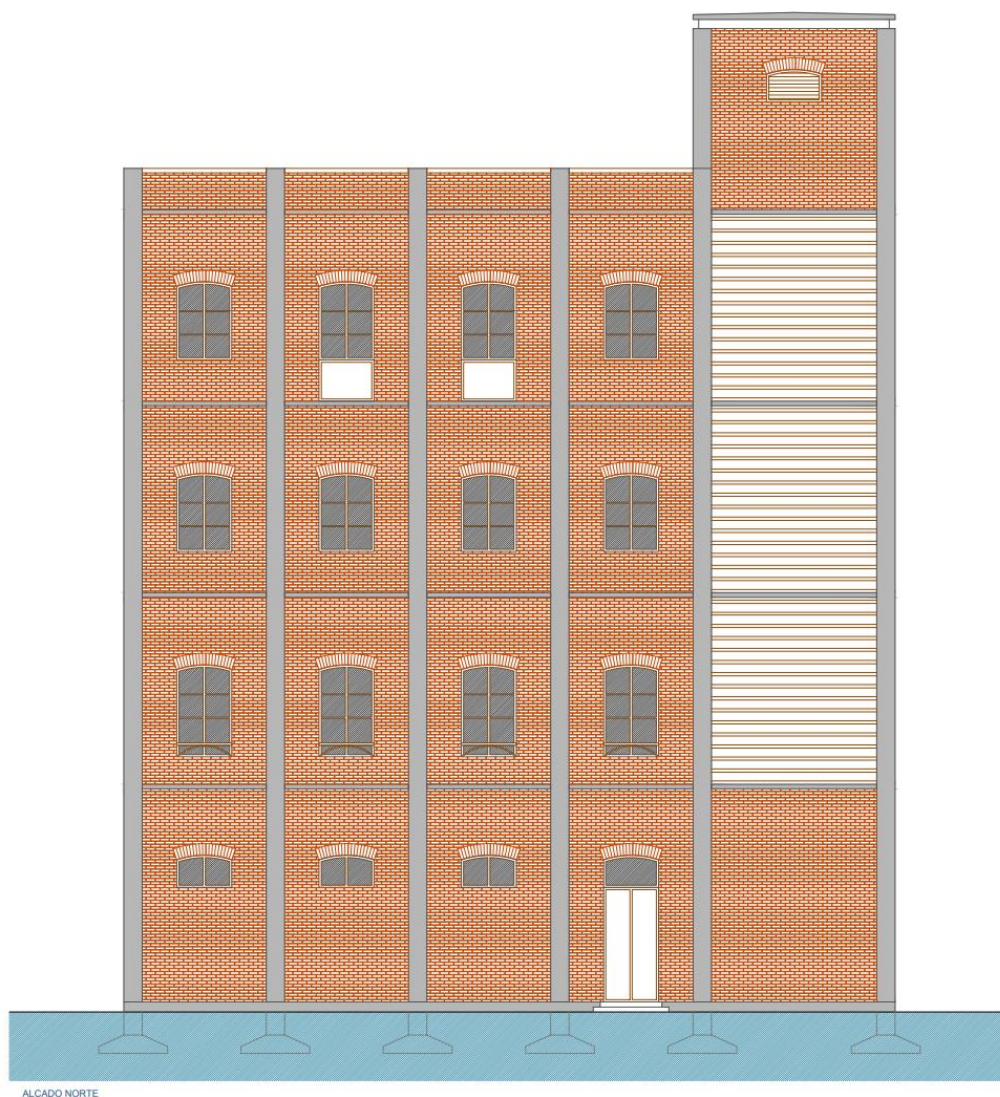


## CORTE

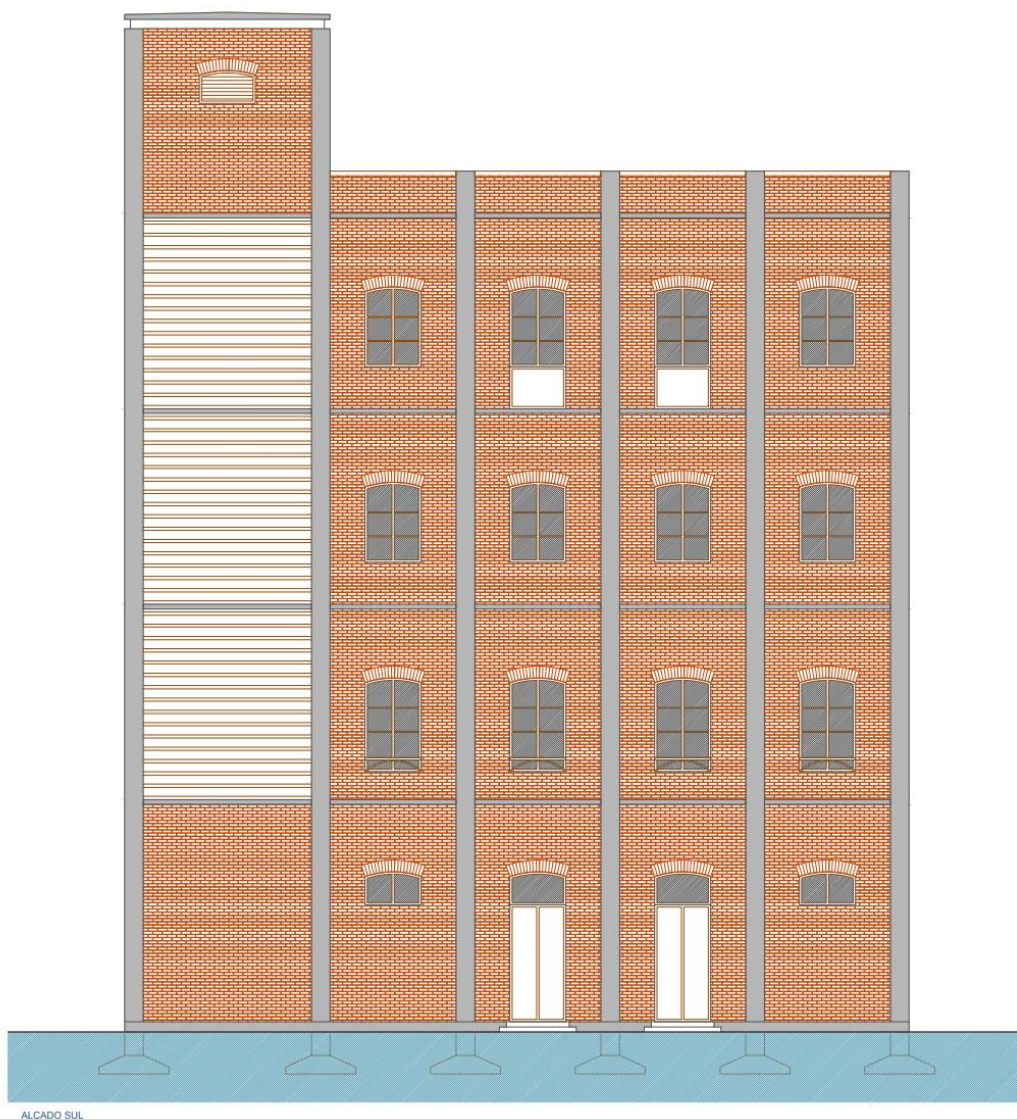


CORTE A

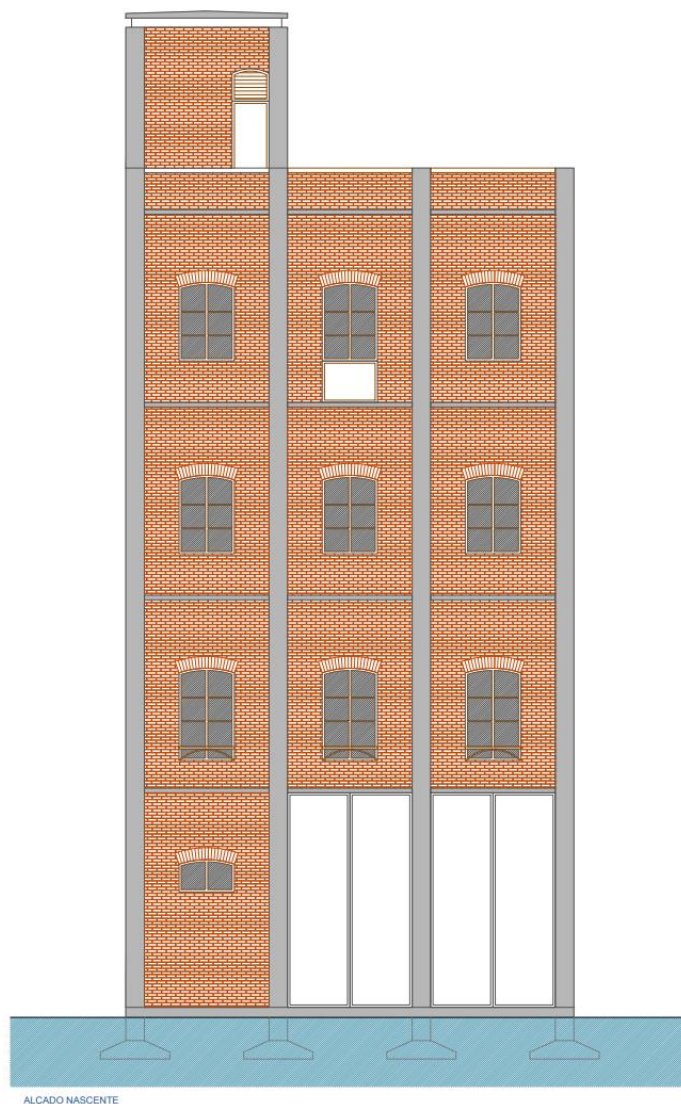
## ALÇADO NORTE



## ALÇADO SUL



## ALÇADO NASCENTE



## ALÇADO POENTE



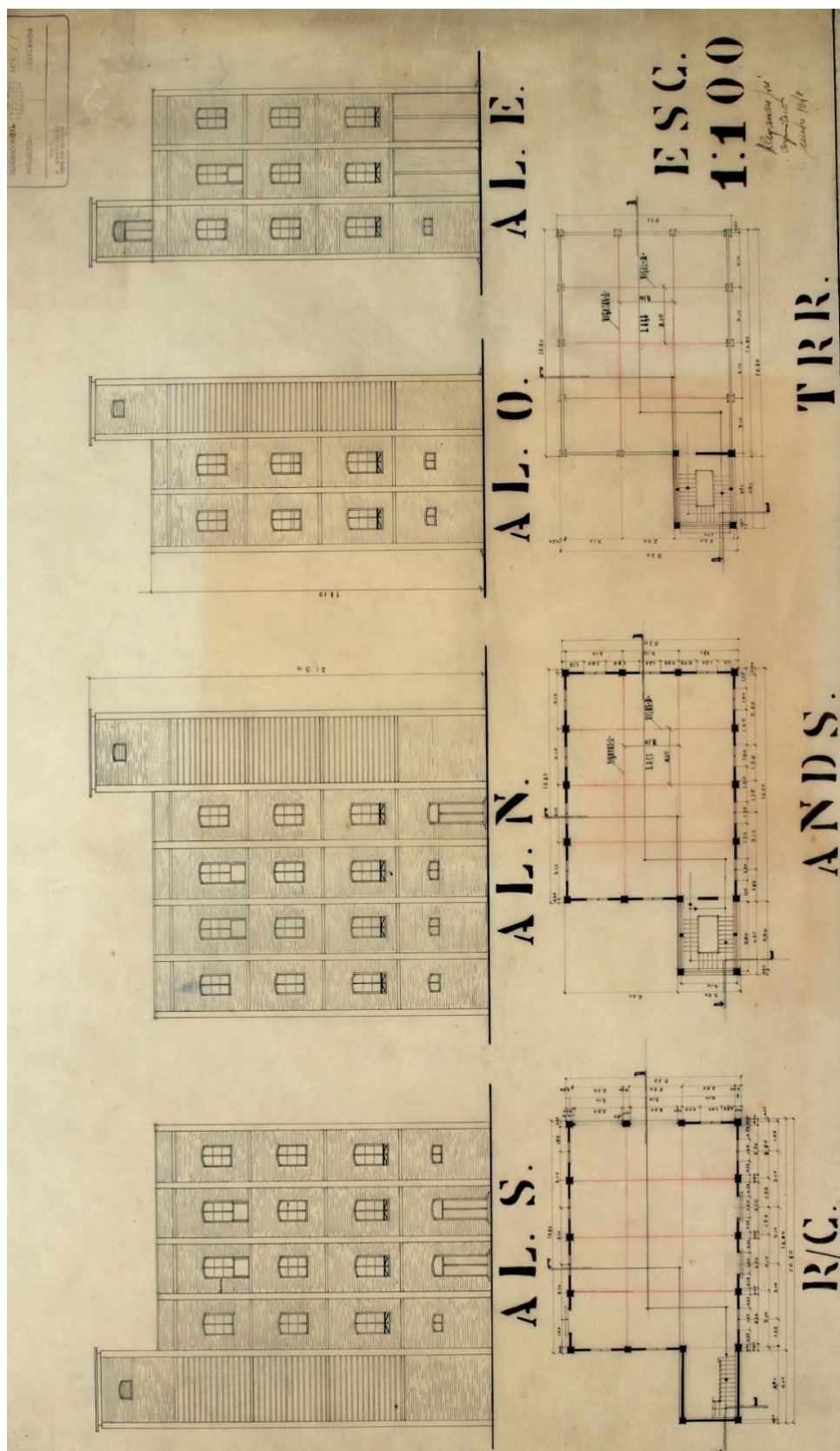
ALÇADO POENTE

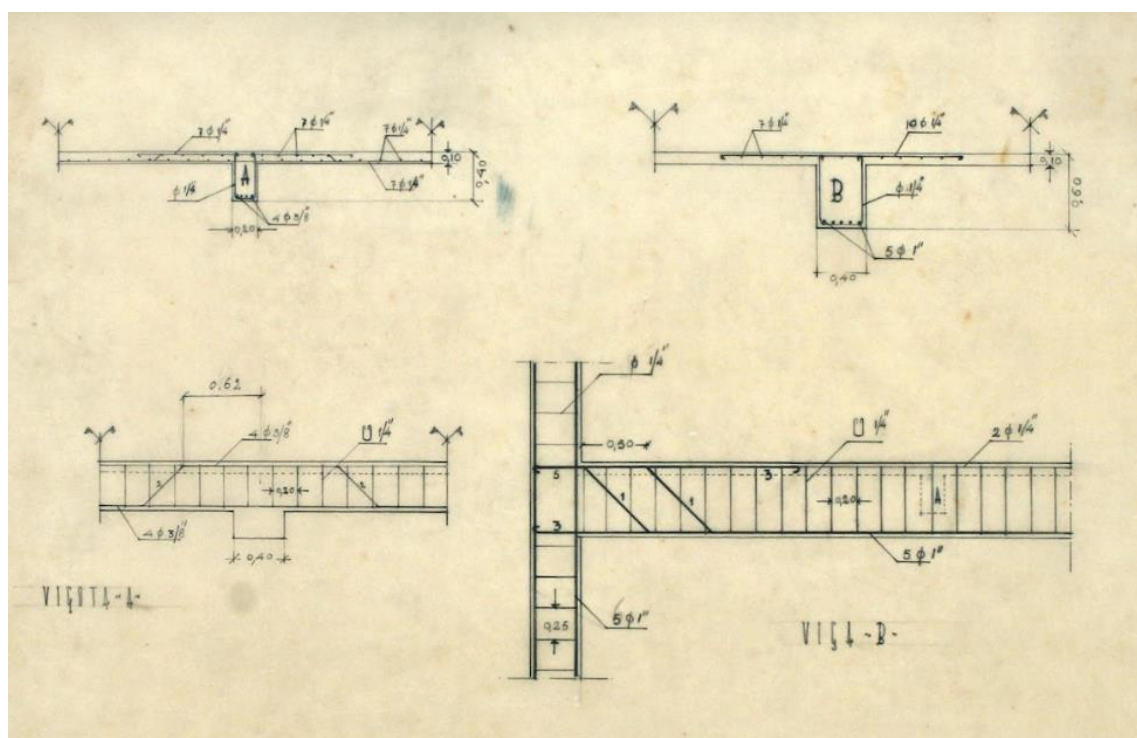
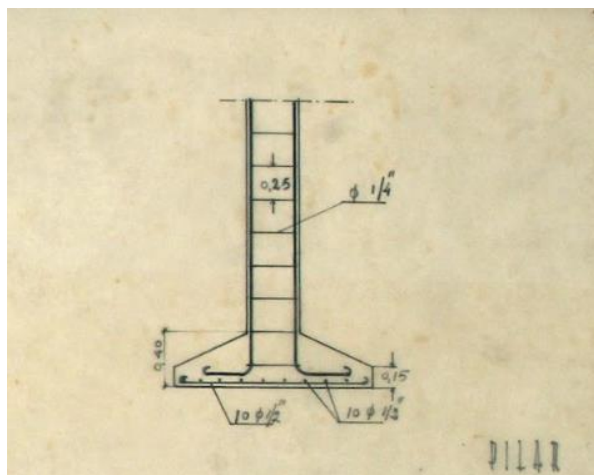


## **ANEXOS 2**

### **DESENHOS ESTRUTURAIS**







**ANEXOS 3**  
**VALORES DOS ESPETROS DE**  
**RESPOSTA ELÁSTICA DA AÇÃO**  
**SÍSMICA TIPO 1 E TIPO 2**



| <b>Ação sísmica tipo 1</b> |                 |
|----------------------------|-----------------|
| $T (s)$                    | $S_e(T)(m/s^2)$ |
| $0 \leq T \leq T_B$        |                 |
| 0                          | 0,170625        |
| 0,1                        | 0,4265625       |
| $T_B \leq T \leq T_C$      |                 |
| 0,1                        | 0,4265625       |
| 0,2                        | 0,4265625       |
| 0,3                        | 0,4265625       |
| 0,4                        | 0,4265625       |
| 0,5                        | 0,4265625       |
| 0,6                        | 0,4265625       |
| $T_C \leq T \leq T_D$      |                 |
| 0,6                        | 0,4265625       |
| 0,7                        | 0,365625        |
| 0,8                        | 0,31992188      |
| 0,9                        | 0,284375        |
| 1                          | 0,2559375       |
| 1,1                        | 0,23267045      |
| 1,2                        | 0,21328125      |
| 1,3                        | 0,196875        |
| 1,4                        | 0,1828125       |
| 1,5                        | 0,170625        |
| 1,6                        | 0,15996094      |
| 1,7                        | 0,15055147      |
| 1,8                        | 0,1421875       |
| 1,9                        | 0,13470395      |
| 2                          | 0,12796875      |
| $T_D \leq 4,0 s$           |                 |
| 2                          | 0,12796875      |
| 2,1                        | 0,11607143      |
| 2,2                        | 0,1057593       |
| 2,3                        | 0,09676276      |
| 2,4                        | 0,08886719      |
| 2,5                        | 0,0819          |
| 2,6                        | 0,07572115      |
| 2,7                        | 0,07021605      |
| 2,8                        | 0,06529018      |
| 2,9                        | 0,06086504      |
| 3                          | 0,056875        |
| 3,1                        | 0,05326483      |

|     |            |
|-----|------------|
| 3,2 | 0,04998779 |
| 3,3 | 0,04700413 |
| 3,4 | 0,04427984 |
| 3,5 | 0,04178571 |
| 3,6 | 0,03949653 |
| 3,7 | 0,03739043 |
| 3,8 | 0,03544841 |
| 3,9 | 0,03365385 |
| 4   | 0,03199219 |

| <b>Ação sísmica tipo 2</b>              |                 |
|-----------------------------------------|-----------------|
| $T (s)$                                 | $S_e(T)(m/s^2)$ |
| <b><math>0 \leq T \leq T_B</math></b>   |                 |
| 0                                       | 0,282           |
| 0,1                                     | 0,705           |
| <b><math>T_B \leq T \leq T_C</math></b> |                 |
| 0,1                                     | 0,705           |
| 0,2                                     | 0,705           |
| 0,25                                    | 0,705           |
| <b><math>T_C \leq T \leq T_D</math></b> |                 |
| 0,25                                    | 0,705           |
| 0,3                                     | 0,5875          |
| 0,4                                     | 0,440625        |
| 0,5                                     | 0,3525          |
| 0,6                                     | 0,29375         |
| 0,7                                     | 0,25178571      |
| 0,8                                     | 0,2203125       |
| 0,9                                     | 0,19583333      |
| 1                                       | 0,17625         |
| 1,1                                     | 0,16022727      |
| 1,2                                     | 0,146875        |
| 1,3                                     | 0,13557692      |
| 1,4                                     | 0,12589286      |
| 1,5                                     | 0,1175          |
| 1,6                                     | 0,11015625      |
| 1,7                                     | 0,10367647      |
| 1,8                                     | 0,09791667      |
| 1,9                                     | 0,09276316      |
| 2                                       | 0,088125        |
| <b><math>T_D \leq 4,0 s</math></b>      |                 |

|     |            |
|-----|------------|
| 2   | 0,088125   |
| 2,1 | 0,07993197 |
| 2,2 | 0,07283058 |
| 2,3 | 0,06663516 |
| 2,4 | 0,06119792 |
| 2,5 | 0,0564     |
| 2,6 | 0,05214497 |
| 2,7 | 0,04835391 |
| 2,8 | 0,04496173 |
| 2,9 | 0,04191439 |
| 3   | 0,03916667 |
| 3,1 | 0,03668054 |
| 3,2 | 0,03442383 |
| 3,3 | 0,03236915 |
| 3,4 | 0,03049308 |
| 3,5 | 0,02877551 |
| 3,6 | 0,02719907 |
| 3,7 | 0,02574872 |
| 3,8 | 0,02441136 |
| 3,9 | 0,02317554 |
| 4   | 0,02203125 |



## **ANEXOS 4**

### **VALORES DOS ESPETROS DE RESPOSTA DE CÁLCULO DA AÇÃO SÍSMICA TIPO 1 E TIPO 2**



| <b>Ação sísmica tipo 1</b>              |                              |                              |
|-----------------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| <b>Terreno A</b>                        |                              |                              |
| <b><math>T</math> (s)</b>               | <b><math>q = 3,60</math></b> | <b><math>q = 3,90</math></b> |
| <b><math>0 \leq T \leq T_B</math></b>   |                              |                              |
| 0                                       | 0,15166667                   | 0,15166667                   |
| 0,1                                     | 0,15798611                   | 0,14583333                   |
| <b><math>T_B \leq T \leq T_C</math></b> |                              |                              |
| 0,1                                     | 0,15798611                   | 0,14583333                   |
| 0,2                                     | 0,15798611                   | 0,14583333                   |
| 0,3                                     | 0,15798611                   | 0,14583333                   |
| 0,4                                     | 0,15798611                   | 0,14583333                   |
| 0,5                                     | 0,15798611                   | 0,14583333                   |
| 0,6                                     | 0,15798611                   | 0,14583333                   |
| <b><math>T_C \leq T \leq T_D</math></b> |                              |                              |
| 0,6                                     | 0,15798611                   | 0,14583333                   |
| 0,7                                     | 0,13541667                   | 0,125                        |
| 0,8                                     | 0,11848958                   | 0,109375                     |
| 0,9                                     | 0,10532407                   | 0,09722222                   |
| 1                                       | 0,09479167                   | 0,0875                       |
| 1,1                                     | 0,08617424                   | 0,07954545                   |
| 1,2                                     | 0,07899306                   | 0,07291667                   |
| 1,3                                     | 0,07291667                   | 0,06730769                   |
| 1,4                                     | 0,06770833                   | 0,0625                       |
| 1,5                                     | 0,06319444                   | 0,05833333                   |
| 1,6                                     | 0,05924479                   | 0,0546875                    |
| 1,7                                     | 0,0557598                    | 0,05147059                   |
| 1,8                                     | 0,05266204                   | 0,04861111                   |
| 1,9                                     | 0,04989035                   | 0,04605263                   |
| 2                                       | 0,04739583                   | 0,0455                       |
| <b><math>T_D \leq T</math></b>          |                              |                              |
| 2                                       | 0,04739583                   | 0,0455                       |
| 2,1                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 2,2                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 2,3                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 2,4                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 2,5                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 2,6                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 2,7                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 2,8                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 2,9                                     | 0,0455                       | 0,0455                       |
| 3                                       | 0,0455                       | 0,0455                       |

|     |        |        |
|-----|--------|--------|
| 3,1 | 0,0455 | 0,0455 |
| 3,2 | 0,0455 | 0,0455 |
| 3,3 | 0,0455 | 0,0455 |
| 3,4 | 0,0455 | 0,0455 |
| 3,5 | 0,0455 | 0,0455 |
| 3,6 | 0,0455 | 0,0455 |
| 3,7 | 0,0455 | 0,0455 |
| 3,8 | 0,0455 | 0,0455 |
| 3,9 | 0,0455 | 0,0455 |
| 4   | 0,0455 | 0,0455 |

| Ação sísmica tipo 2   |             |            |
|-----------------------|-------------|------------|
| Terreno A             |             |            |
| $T$ (s)               | $q = 3,60$  | $q = 3,90$ |
| $0 \leq T \leq T_B$   |             |            |
| 0                     | 0,4         | 0,4        |
| 0,1                   | 0,416666667 | 0,38461538 |
| $T_B \leq T \leq T_C$ |             |            |
| 0,1                   | 0,416666667 | 0,38461538 |
| 0,2                   | 0,416666667 | 0,38461538 |
| 0,25                  | 0,416666667 | 0,38461538 |
| $T_C \leq T \leq T_D$ |             |            |
| 0,25                  | 0,416666667 | 0,38461538 |
| 0,3                   | 0,347222222 | 0,32051282 |
| 0,4                   | 0,260416667 | 0,24038462 |
| 0,5                   | 0,208333333 | 0,19230769 |
| 0,6                   | 0,173611111 | 0,16025641 |
| 0,7                   | 0,148809524 | 0,13736264 |
| 0,8                   | 0,130208333 | 0,12019231 |
| 0,9                   | 0,12        | 0,12       |
| 1                     | 0,12        | 0,12       |
| 1,1                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,2                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,3                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,4                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,5                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,6                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,7                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,8                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,9                   | 0,12        | 0,12       |

|              |      |      |
|--------------|------|------|
| 2            | 0,12 | 0,12 |
| $T_D \leq T$ |      |      |
| 2            | 0,12 | 0,12 |
| 2,1          | 0,12 | 0,12 |
| 2,2          | 0,12 | 0,12 |
| 2,3          | 0,12 | 0,12 |
| 2,4          | 0,12 | 0,12 |
| 2,5          | 0,12 | 0,12 |
| 2,6          | 0,12 | 0,12 |
| 2,7          | 0,12 | 0,12 |
| 2,8          | 0,12 | 0,12 |
| 2,9          | 0,12 | 0,12 |
| 3            | 0,12 | 0,12 |
| 3,1          | 0,12 | 0,12 |
| 3,2          | 0,12 | 0,12 |
| 3,3          | 0,12 | 0,12 |
| 3,4          | 0,12 | 0,12 |
| 3,5          | 0,12 | 0,12 |
| 3,6          | 0,12 | 0,12 |
| 3,7          | 0,12 | 0,12 |
| 3,8          | 0,12 | 0,12 |
| 3,9          | 0,12 | 0,12 |
| 4            | 0,12 | 0,12 |

| Ação sísmica tipo 1   |             |             |
|-----------------------|-------------|-------------|
| Terreno C             |             |             |
| $T$ (s)               | $q = 3,60$  | $q = 3,90$  |
| $0 \leq T \leq T_B$   |             |             |
| 0                     | 0,242666667 | 0,242666667 |
| 0,1                   | 0,252777778 | 0,233333333 |
| $T_B \leq T \leq T_C$ |             |             |
| 0,1                   | 0,252777778 | 0,233333333 |
| 0,2                   | 0,252777778 | 0,233333333 |
| 0,3                   | 0,252777778 | 0,233333333 |
| 0,4                   | 0,252777778 | 0,233333333 |
| 0,5                   | 0,252777778 | 0,233333333 |
| 0,6                   | 0,252777778 | 0,233333333 |
| $T_C \leq T \leq T_D$ |             |             |
| 0,6                   | 0,252777778 | 0,233333333 |
| 0,7                   | 0,216666667 | 0,2         |

|                                |             |             |
|--------------------------------|-------------|-------------|
| 0,8                            | 0,189583333 | 0,175       |
| 0,9                            | 0,168518519 | 0,155555556 |
| 1                              | 0,151666667 | 0,14        |
| 1,1                            | 0,137878788 | 0,12727273  |
| 1,2                            | 0,126388889 | 0,11666667  |
| 1,3                            | 0,116666667 | 0,10769231  |
| 1,4                            | 0,108333333 | 0,1         |
| 1,5                            | 0,101111111 | 0,09333333  |
| 1,6                            | 0,094791667 | 0,0875      |
| 1,7                            | 0,089215686 | 0,08235294  |
| 1,8                            | 0,084259259 | 0,07777778  |
| 1,9                            | 0,079824561 | 0,07368421  |
| 2                              | 0,075833333 | 0,07        |
| <b><math>T_D \leq T</math></b> |             |             |
| 2                              | 0,075833333 | 0,07        |
| 2,1                            | 0,068783069 | 0,06349206  |
| 2,2                            | 0,062672176 | 0,05785124  |
| 2,3                            | 0,057340895 | 0,05293006  |
| 2,4                            | 0,052662037 | 0,04861111  |
| 2,5                            | 0,048533333 | 0,0455      |
| 2,6                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 2,7                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 2,8                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 2,9                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3                              | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,1                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,2                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,3                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,4                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,5                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,6                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,7                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,8                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 3,9                            | 0,0455      | 0,0455      |
| 4                              | 0,0455      | 0,0455      |

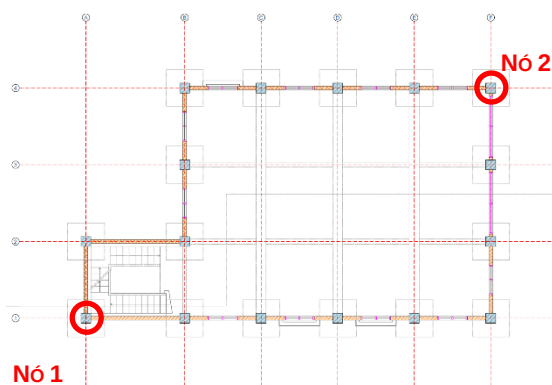
| <b>Ação sísmica tipo 2</b>            |                              |                              |
|---------------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| <b>Terreno C</b>                      |                              |                              |
| <b><math>T</math> (s)</b>             | <b><math>q = 3,60</math></b> | <b><math>q = 3,90</math></b> |
| <b><math>0 \leq T \leq T_B</math></b> |                              |                              |

|                       |             |            |
|-----------------------|-------------|------------|
| 0                     | 0,64        | 0,64       |
| 0,1                   | 0,666666667 | 0,61538462 |
| $T_B \leq T \leq T_C$ |             |            |
| 0,1                   | 0,666666667 | 0,61538462 |
| 0,2                   | 0,666666667 | 0,61538462 |
| 0,25                  | 0,666666667 | 0,61538462 |
| $T_C \leq T \leq T_D$ |             |            |
| 0,25                  | 0,666666667 | 0,61538462 |
| 0,3                   | 0,555555556 | 0,51282051 |
| 0,4                   | 0,416666667 | 0,38461538 |
| 0,5                   | 0,333333333 | 0,30769231 |
| 0,6                   | 0,277777778 | 0,25641026 |
| 0,7                   | 0,238095238 | 0,21978022 |
| 0,8                   | 0,208333333 | 0,19230769 |
| 0,9                   | 0,185185185 | 0,17094017 |
| 1                     | 0,166666667 | 0,15384615 |
| 1,1                   | 0,151515152 | 0,13986014 |
| 1,2                   | 0,138888889 | 0,12820513 |
| 1,3                   | 0,128205128 | 0,12       |
| 1,4                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,5                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,6                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,7                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,8                   | 0,12        | 0,12       |
| 1,9                   | 0,12        | 0,12       |
| 2                     | 0,12        | 0,12       |
| $T_D \leq T$          |             |            |
| 2                     | 0,12        | 0,12       |
| 2,1                   | 0,12        | 0,12       |
| 2,2                   | 0,12        | 0,12       |
| 2,3                   | 0,12        | 0,12       |
| 2,4                   | 0,12        | 0,12       |
| 2,5                   | 0,12        | 0,12       |
| 2,6                   | 0,12        | 0,12       |
| 2,7                   | 0,12        | 0,12       |
| 2,8                   | 0,12        | 0,12       |
| 2,9                   | 0,12        | 0,12       |
| 3                     | 0,12        | 0,12       |
| 3,1                   | 0,12        | 0,12       |
| 3,2                   | 0,12        | 0,12       |
| 3,3                   | 0,12        | 0,12       |

|     |      |      |
|-----|------|------|
| 3,4 | 0,12 | 0,12 |
| 3,5 | 0,12 | 0,12 |
| 3,6 | 0,12 | 0,12 |
| 3,7 | 0,12 | 0,12 |
| 3,8 | 0,12 | 0,12 |
| 3,9 | 0,12 | 0,12 |
| 4   | 0,12 | 0,12 |

**ANEXOS 5**  
**VERIFICAÇÃO DA ANÁLISE DE**  
**SENSIBILIDADE –**  
**FUNCIONAMENTO DOS PISOS**  
**COMO DIAFRAGMA RÍGIDO**



**IDENTIFICAÇÃO DOS NÓS AVALIADOS PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 1****DESLOCAMENTOS REFERENTES AO NÓ 1**

| Modelo de Pisos Rígidos |         |         | Modelo de Pisos flexíveis |         |         |
|-------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|
| Piso                    | UX (cm) | UY (cm) | Piso                      | UX (cm) | UY (cm) |
| 1                       | 0,3     | 0,2     | 1                         | 0,3     | 0,2     |
| 2                       | 0,5     | 0,4     | 2                         | 0,5     | 0,4     |
| 3                       | 0,7     | 0,6     | 3                         | 0,7     | 0,6     |
| 4                       | 0,8     | 0,6     | 4                         | 0,8     | 0,6     |

| Diferença percentual |        |        |
|----------------------|--------|--------|
| Andar                | UX (%) | UY (%) |
| 1                    | 0%     | 0%     |
| 2                    | 0%     | 0%     |
| 3                    | 0%     | 0%     |
| 4                    | 0%     | 0%     |

**DESLOCAMENTOS REFERENTES AO NÓ 2**

| Modelo de Pisos Rígidos |         |         | Modelo de Pisos flexíveis |         |         |
|-------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|
| Piso                    | UX (cm) | UY (cm) | Piso                      | UX (cm) | UY (cm) |
| 1                       | 0,3     | 0,3     | 1                         | 0,3     | 0,3     |
| 2                       | 0,6     | 0,6     | 2                         | 0,6     | 0,6     |
| 3                       | 0,8     | 0,8     | 3                         | 0,8     | 0,8     |
| 4                       | 0,9     | 0,9     | 4                         | 0,9     | 0,9     |

| Diferença percentual |        |        |
|----------------------|--------|--------|
| Andar                | UX (%) | UY (%) |
| 1                    | 0%     | 0%     |
| 2                    | 0%     | 0%     |
| 3                    | 0%     | 0%     |
| 4                    | 0%     | 0%     |