



Pedro Miguel **Avaliação da Vulnerabilidade**
da Cunha Estrela **Sísmica da Escola Básica do**
1º Ciclo da Penalva, Barreiro

Análise do Risco Sísmico do
Concelho do Barreiro

Dissertação apresentada para cumprimento
dos requisitos necessários à obtenção do grau
de Mestre em Construção Civil no ramo de
Estruturas, realizada sob a orientação
científica de Doutora Cristina Ferreira de
Oliveira.

Dezembro de 2011

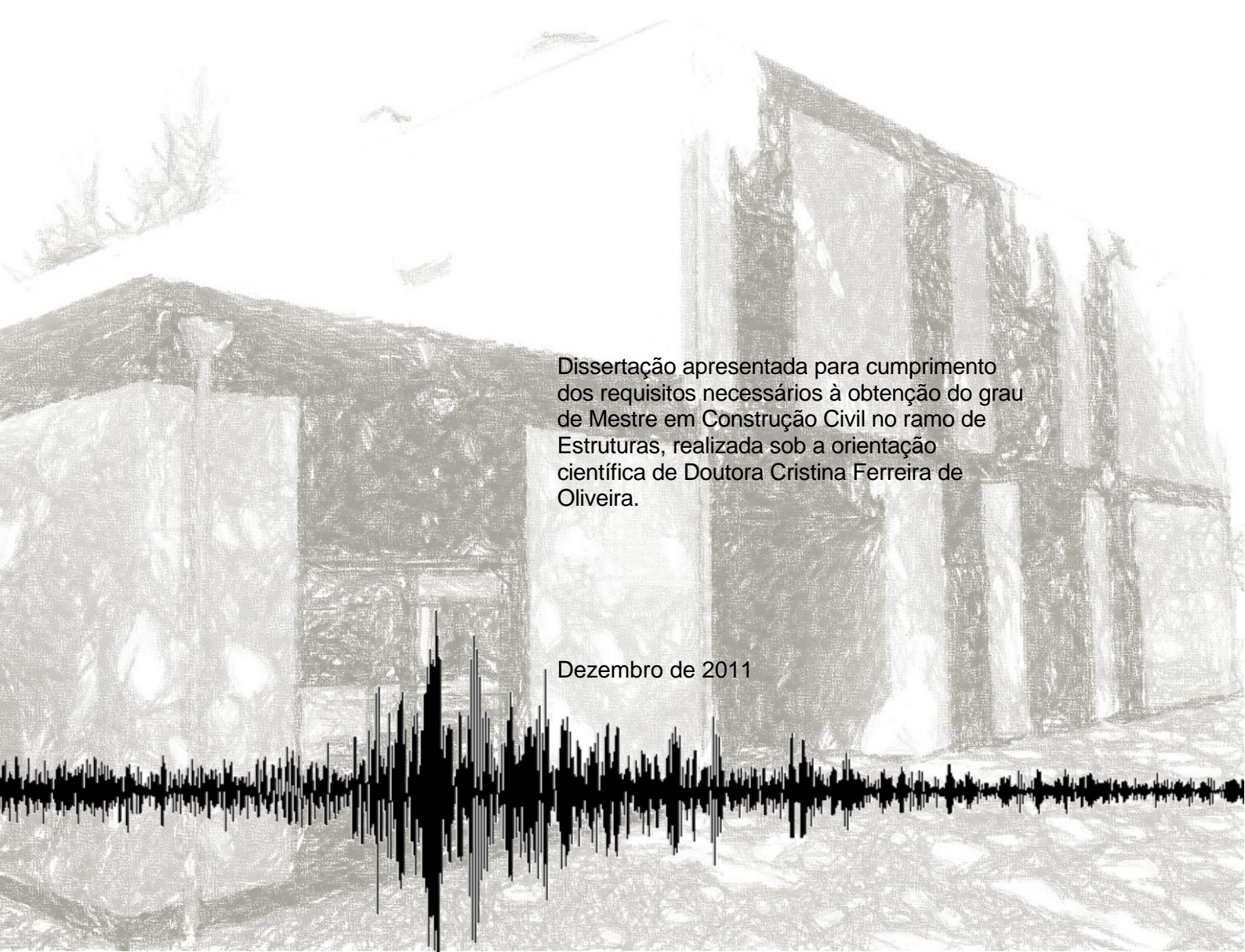
Pedro Miguel da Cunha Estrela

**Avaliação da Vulnerabilidade
Sísmica da Escola Básica do
1º Ciclo da Penalva, Barreiro**

Análise do Risco Sísmico do
Concelho do Barreiro

Dissertação apresentada para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Construção Civil no ramo de Estruturas, realizada sob a orientação científica de Doutora Cristina Ferreira de Oliveira.

Dezembro de 2011



AGRADECIMENTOS

Mais de um ano depois dá-se por concluída a longa tarefa de desenvolver a presente dissertação. Tarefa que requereu por longos períodos uma dedicação quase exclusiva, colocando-me de parte em relação a tudo o resto. Contudo, chegada a hora de finalizar todo o processo no qual se inclui ainda dois anos de trabalho, aulas e documentos académicos, é com enorme satisfação que passo a agradecer a todos aqueles que me apoiaram.

O primeiro agradecimento que redijo dirige-se à Doutora Cristina Ferreira de Oliveira, orientadora científica do trabalho, pelo lançamento do tema, que logo prendeu o meu interesse. As suas indicações, sugestões e ideias transmitidas foram de extrema importância em momentos em que o desenvolvimento do trabalho foi tropeçando em alguns nós, nós esses desfeitos pela orientação que a professora deu. Agradeço ainda toda a paciência demonstrada para responder a todas as questões que eu fui colocando ao longo do trabalho e sua dedicação neste projeto. Por último, e como não poderia deixar de ser, agradecer também os conhecimentos e experiência transmitida que certamente marcarão o meu futuro profissional.

Agradeço à Câmara Municipal do Barreiro, designadamente ao Departamento de Obras Municipais, e na pessoa da vereadora Engenheira Sofia Martins. O agradecimento deve-se pela permissão que foi dada para que o alvo de estudo fosse a EB1 da Penalva e autorização pelas visitas à escola estudada bem como o material gentilmente cedido que se revelou extremamente importante, sem o qual alguns passos dados ficariam dificultados.

Neste âmbito agradeço particularmente à Engenheira Irene Pinto e à Engenheira Paula Nunes não só pela disponibilização dos materiais que a Câmara Municipal poderia facultar, mas acima de tudo pelo apoio incondicional que sempre prestaram e disponibilidade a fim de resolver eventuais problemas bem como para acompanhamentos à escola.

Um agradecimento também ao pessoal do Arquivo Municipal do Barreiro pelo apoio documental prestado, principalmente na fase inicial da dissertação.

Não pode ficar esquecido o corpo docente da ESTBarreiro/IPS que lecionou as minhas aulas não só da licenciatura, mas também do mestrado, pelos ensinamentos transmitidos. Aos docentes da licenciatura pelo interesse inculcado que me permitiu fazer a escolha pelo ramo de Estruturas do Mestrado. Os docentes do curso de mestrado pelo desenvolvimento dos conteúdos.

Fica o agradecimento a todos os colegas do curso pelo apoio que prestaram na fase de desenvolvimento da dissertação.

Aos amigos pessoais fica mais que um simples agradecimento, fica um pedido de desculpas pelos momentos em que se viram privados da minha companhia nos momentos em que a dissertação me ocupava quase a totalidade dos dias. O agradecimento dirige-se para os momentos de alegria que passamos juntos, ótimos para aliviar o *stress* e pelas opiniões encorajadoras. Pelos momentos, por maiores ou menores que tenham sido, em auxílio no tratamento de algumas questões relacionadas com meios informáticos, traduções de textos, etc.

Um profundo agradecimento aos meus pais e irmãs que me apoiaram incondicionalmente na decisão de prosseguir o estudo para o mestrado bem como o apoio dado no desenvolvimento da dissertação ao longo do mais um ano de trabalho.

Em suma:

“Obrigado a todos!”

Pedro Miguel da Cunha Estrela

Barreiro, Dezembro de 2011

RESUMO

AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DA ESCOLA BÁSICA DO 1º CICLO DA PENALVA, BARREIRO

Pedro Miguel da Cunha Estrela

Os sismos representam uma das grandes causas de danos graves e perda do património histórico e arquitetónico. Qualquer intervenção de reabilitação destes edifícios deve partir de uma cuidada avaliação e análise da sua vulnerabilidade sísmica, de modo a desenvolver, se necessário, estratégias de reforço sísmico adequadas.

A presente dissertação tem como objetivo contribuir para o conhecimento da situação da cidade do Barreiro quanto à temática da vulnerabilidade sísmica. Realizou-se um levantamento generalizado do edificado existente no Barreiro e aplicou-se métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica a um caso de estudo específico: Escola Primária da Penalva.

A metodologia aplicada resulta de um levantamento do estado da arte nesta matéria, acerca das metodologias existentes, tendo-se optado pela metodologia japonesa, comumente denominada de Método de Hirosawa, amplamente utilizada no mundo para aferir a vulnerabilidade sísmica de edifícios.

De forma a comparar alguns dos resultados da metodologia utilizada para o caso de estudo, efetuou-se a modelação dessa mesma estrutura tendo-se procedido à análise modal e comparação de resultados obtidos.

PALAVRAS-CHAVE: Vulnerabilidade Sísmica, Edificado, Barreiro, Método Japonês, Análise Modal, Desempenho Sísmico, Comportamento Sísmico

ABSTRACT

SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF PENALVA'S PRIMARY SCHOOL

Pedro Miguel da Cunha Estrela

Earthquakes represent a major cause of serious injury and loss of historical and architectural heritage. Any intervention of rehabilitation of these buildings should be preceded of a careful evaluation and analysis of structural seismic vulnerability, in order to develop, if necessary, appropriate strategies for seismic strengthening.

This dissertation aims to contribute to the knowledge of the situation of the city of Barreiro on the topic of seismic vulnerability. A general survey of the existing buildings in Barreiro was conducted and a specific case study for assessing the seismic vulnerability is presented: Penalva's Primary School.

The applied methodology results of a survey on the «state of the art» of this matter, choosing the Japanese Method, commonly called Hirosawa Method widely used worldwide to check buildings seismic vulnerability.

In order to compare some of the used methodology results for the case study, a modeling of the same structure was made, having been carried the modal analysis and comparison of the obtain results.

KEYWORD: Seismic vulnerability, Built, Barreiro, Japanese Method, Modal analysis, Seismic performance, Seismic behavior.

ÍNDICE DE TEXTO

ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xiii
ÍNDICE DE QUADROS	xv
I. INTRODUÇÃO	1
I.1. Atividade sísmica: Causas e Consequências	1
I.2. Avaliação da Vulnerabilidade	2
I.3. Objetivos.....	3
I.4. Estrutura da Dissertação	4
II. PARQUE CONSTRUÍDO – PANORAMA NACIONAL	7
II.1. Edificado em geral.....	7
II.2. Edifícios Pré-Pombalinos	13
II.3. Edifícios Pombalinos	14
II.4. Edifícios em Betão Armado	17
III. PARQUE CONSTRUÍDO – PANORAMA LOCAL DO BARREIRO	21
IV. AÇÃO SÍSMICA	29
IV.1. Ocorrência dos Sismos	29
IV.1.1. Escala de Richter	30
IV.1.2. Escala de Mercalli	33
IV.1.3. Escala Macrossísmica Europeia	34
IV.2. Atividade Sísmica em Território Nacional	39
IV.3. REGULAMENTAÇÃO NACIONAL.....	42
IV.3.1. Regulamento de Segurança e Ações (RSA).....	43
IV.3.2. Eurocódigo 8 (NP EN 1998).....	44
IV.4. Sismicidade no Barreiro	53
IV.5. Projeção de Cenários Sísmicos Possíveis.....	56
V. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA	61
V.1. Metodologias de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica	61
V.1.1. Normas Neozelandesas	62
V.1.2. Normas EUA	62
V.1.3. Eurocódigo 8	63

V.2. Método Japonês	64
V.2.1. Primeiro Nível de Avaliação	66
V.2.2. Segundo Nível de Avaliação	66
V.2.3. Terceiro Nível de Avaliação (Inspeção detalhada).....	66
V.3. Índice de Desempenho Sísmico, IS	67
V.3.1. Índice SD.....	68
V.3.2. Índice T.....	72
V.3.3. Índice E0	76
V.3.4. Índice de Resistência de elementos verticais (Ci).....	80
V.3.5. Índice de Ductilidade de elementos verticais (Fi).....	83
V.4. Índice de Comportamento Sísmico, I_{S0}	84
V.4.1. Adaptação às normas nacionais	85
VI. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO	87
VI.1. Características Geométricas.....	88
VI.2. Materiais.....	90
VI.3. Dimensionamento em projeto da estrutura à ação sísmica	90
VI.4. Modelação estrutural para avaliação	91
VI.4.1. Análise modal.....	92
VI.4.2. Ações consideradas	95
VI.5. Índice de Desempenho Sísmico (I_S)	95
VI.5.1. Caracterização do Índice SD.....	95
VI.5.2. Caracterização do Índice T	97
VI.5.3. Caracterização do Índice E_0	100
VI.5.4. Obtenção do índice de desempenho sísmico (I_S)	103
VI.6. Índice de Comportamento Sísmico (I_{S0}).....	103
VI.7. Principais Conclusões e Análise Comparativa.....	105
VII. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	107
VII.1. Pesquisas Realizadas.....	107
VII.2. Conclusões	108
VII.3. Trabalhos Futuros	109
VIII. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111
ANEXOS.....	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Construções em Xisto.	8
Figura 2 – Transição dos edifícios pré-pombalinos para pós-pombalinos.	8
Figura 3 – Evolução da construção lisboeta.....	9
Figura 4 – Exemplo de edifício pré-pombalino com piso de ressalto.	13
Figura 5 – Exemplos de edifícios Pré-Pombalinos	14
Figura 6 – Fundações de edifícios Pombalinos	15
Figura 7 – Exemplo de parede de um Edifício Pombalino no Barreiro.....	16
Figura 8 – Parede de frontal pombalino (com Cruzes de Santo André).....	16
Figura 9 – Ponte da Arrábida. Construção de 1963	18
Figura 10 – Rotura por punçoamento. A ligação laje-pilar falhou.	19
Figura 11 – Ponte de Vala Nova, Benavente.....	20
Figura 12 – Vista parcial do Barreiro	21
Figura 13 – Exemplo da heterogeneidade do edificado (Rua Marquês de Pombal) ...	23
Figura 14 – Vista do Barreiro, para Sul	23
Figura 15 – Distribuição tipologia construção pelas freguesias concelho do Barreiro.	24
Figura 16 – Necessidades reparação estrutural edifícios do concelho do Barreiro.....	25
Figura 17 – Edifício em alvenaria degradado (Travessa Nova do Rosário)	26
Figura 18 – Destacamento do recobrimento das armaduras da laje da varanda	27
Figura 19 – Edifício degradado (exemplo: destacamento de reboco).....	27
Figura 20 – Edifício degradado e construção nova. À direita pormenor da construção.	28
Figura 21 – Ábaco para definição gráfica da magnitude de um sismo.....	31
Figura 22 – Gráfico de correlação de Magnitudes e sismos ocorridos	32
Figura 23 – Correlação dos eventos sísmicos ocorridos com outros eventos	32
Figura 24 – Fases para aplicação da EMS-98.....	34
Figura 25 – Placas tectónicas que originam os sismos em território português.	39
Figura 26 – Gravura alusiva ao Sismo de 1755.....	41
Figura 27 – Destruição de edifícios na Vila de Benavente, 1909.....	42
Figura 28 – Zonamento Sísmico pelo RSA	43
Figura 29 – Zonamento sísmico pelo EC8: Sismo tipo 1 (Madeira e Portugal Continental).....	45
Figura 30 – Zonamento sísmico pelo EC8: Sismo tipo 2 (Açores e Portugal continental).....	46
Figura 31 – Aspeto do espectro elástico de acordo com o EC8	50
Figura 32 – Projeção das consequências para um sismo com a intensidade do ocorrido em 1755.....	58

Figura 33 – Cronograma simplificado para aplicação da metodologia japonesa	64
Figura 34 – Relação entre forças e deslocamentos horizontais de edifícios com diferentes ductilidades	68
Figura 35 – Definição de H_0 e D para o cálculo de E_0	77
Figura 36 – Consideração das áreas A_{W1} , A_{W2} e A_{W3}	81
Figura 37 – Perspetiva do alçado nascente	87
Figura 38 – Alçado nascente e alçado poente (com corpo III de um piso).....	88
Figura 39 – Planta do piso 1 (rés-do-chão).	89
Figura 40 – Planta do piso 2 (primeiro andar).	89
Figura 41 – Alçado nascente.....	90
Figura 42 – Espectros de resposta.....	91
Figura 43 – Modelação estrutural.....	92
Figura 44 – 1º Modo de Vibração (translação segundo Y): $T=1,069s$	93
Figura 45 – 2º Modo de vibração (translação segundo X): $T=1,030s$	94
Figura 46 – 3º Modo de vibração (rotação em torno de Z): $T=0,848s$	94
Figura 47 – Área projetada (piso 1).....	95
Figura 48 – Pilar localizado na sala de refeições (piso 1 – Rés-do-chão).....	98
Figura 49 – Exemplo de aspeto do acabamento exterior da escola	99
Figura 50 – Exemplo do aspeto do acabamento interior da escola	100
Figura 51 – Representação esquemática da planta e eixos considerados	100

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Distribuição do edificado segundo o material de construção.....	10
Gráfico 2 – Distribuição do edificado Barreiro por época de construção e material....	22
Gráfico 3 – Espectro de Resposta elástico EC8 vs RSA para o Barreiro (sismo afastado).....	54
Gráfico 4 – Espectro de Resposta elástico EC8 vs RSA para o Barreiro (sismo próximo).....	55
Gráfico 5 – Comparação entre I_S e I_{S0} para avaliação da vulnerabilidade	104

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Distribuição do edificado segundo o material de construção. Dados	10
Quadro 2 – Deficiências verificadas nos edifícios.	11
Quadro 3 – Tarefas a desenvolver propostas pelo PNRVSE	11
Quadro 4 – Ações corretivas propostas por	12
Quadro 5 – Nível de reparação da estrutura necessária de acordo com	26
Quadro 6 – Escala de Magnitudes (Richter).....	30
Quadro 7 – Escala de intensidades (Mercalli Modificada).	33
Quadro 8 – Classes de vulnerabilidade pela EMS-98.	35
Quadro 9 – Classificação de danos para estruturas de betão armado	36
Quadro 10 – Escala de intensidades pela EMS-98.	37
Quadro 11 – Principais sismos ocorridos desde o século XIV	40
Quadro 12 – Definição dos sismos pelos regulamentos.....	42
Quadro 13 – Tipos de solos pelo RSA.	44
Quadro 14 – Classificação de solos pelo EC8.....	48
Quadro 15 – Descrição das classes de importância pelo EC8	48
Quadro 16 – Coeficientes de Importância.	49
Quadro 17 – Parâmetros T_B , T_C , T_D e $S_{máx}$ para ação sísmica tipo 1.....	51
Quadro 18 – Parâmetros T_B , T_C , T_D e $S_{máx}$ para ação sísmica tipo 2.....	51
Quadro 19 – Aceleração a_{gR} de acordo com o AN do EC8.....	51
Quadro 20 – Parâmetros T_B , T_C , T_D e S para a zona do Barreiro.	53
Quadro 21 – Relação da designação de solos RSA/EC8.....	54
Quadro 22 – Distribuição do edificado classificado pelo INE pela caracterização da EMS-98.....	57
Quadro 23 – Danos expectáveis para intensidades VI e IX.....	58
Quadro 24 – Parâmetros G_i e R_i para o cálculo de S_D	71
Quadro 25 – Definição do índice T para o primeiro nível.....	73
Quadro 26 – Itens a ser analisados para a definição do índice T no segundo nível de avaliação.	75
Quadro 27 – Definição dos elementos verticais no primeiro nível de avaliação.....	76
Quadro 28 – Definição dos elementos verticais no segundo nível de avaliação.....	78
Quadro 29 – Valores das tensões a considerar para o cálculo de C_i	82
Quadro 30 – Índice de Ductilidade no primeiro nível de avaliação.	83
Quadro 31 – Propriedades dos Materiais.....	90
Quadro 32 – Modos de vibração do corpo I da EB1 da Penalva	93
Quadro 33 – Quantificação do parâmetro q_{1a}	96

Quadro 34 – Valores de C_C obtidos para o primeiro nível de avaliação.....	101
Quadro 35 – Resumo da obtenção de I_S	103
Quadro 36 – Cálculo do Índice de comportamento sísmico pela equação 36	104
Quadro 37 – Peso dos pisos (pela análise modal)	106
Quadro 38 – Quadro comparativo para análise de $C_{sismico}$, I_{S0} e I_S	106

LISTA DE ABREVIATURAS

AN	Anexo Nacional
INE	Instituto Nacional de Estatística
EMEF	Empresa de Manutenção de Equipamento Ferroviário
EB	Escola Básica
EMS-98	Escala Macrossísmica Europeia de 1998
MJ	Método Japonês (alusivo à SSEERCB)
SSEERCB	Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings
BA	Betão armado
EC8	Eurocódigo8 <i>NP EN 1998</i>
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado <i>Decreto-lei 349-C/83</i>
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes <i>Decreto-lei 235/83, de 31 de Maio</i>

LISTA DE SIMBOLOGIA

Simbologia representada por letras

A_C	Área de secção de uma peça de betão armado
a_g	Aceleração de cálculo à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Aceleração de cálculo referência à superfície de um terreno do tipo A
C_C	Índice de Resistência de pilares de BA
C_{Sísmico}	Coeficiente sísmico
C_{SC}	Índice de Resistência de colunas curtas de BA
C_{TU}	Índice de forma acumulado no estado último de deformação
C_W	Índice de Resistência de paredes de BA
D	Dimensão do pilar, coluna curta ou parede, na direção analisada para a avaliação da vulnerabilidade
E₀	Índice básico de desempenho sísmico da estrutura
E_S	Índice básico de comportamento sísmico da estrutura
F_b	Força de corte basal
F_H	Força horizontal
F_{SC}	Índice de ductilidade de colunas curtas de BA
F_W	Índice de ductilidade de paredes de BA
G	Fator de redução que tem em conta os aspetos geológicos do terreno
g	Aceleração da gravidade (9,81 m/s ²)
h₀	Altura livre de um elemento vertical
I_S	Índice de desempenho sísmico
I_{S0}	Índice de comportamento sísmico
Q_{mu}	Força de corte no estado último de flexão de um elemento de BA
Q_{SU}	Força de corte no estado último de corte de um elemento de BA
Q_u	Força de corte limite da estrutura, menor valor de Q _{mu} e Q _{SU}
q	Coeficiente de comportamento para estruturas de BA

S	Índice de solo preconizado de acordo com o EC8
Se (T)	Espectro de resposta elástico
S_D	Índice de irregularidade estrutural
T	índice de deterioração estrutural (conforme enquadramento)
T	período de vibração de um sistema linear (conforme enquadramento)
T_B	Limite inferior do período de patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período de patamar de aceleração espectral constante
T_D	Período de início do ramo de deslocamento constante
U	Índice de importância da estrutura
V_{s,30}	Velocidade de propagação das ondas S nos 30m superiores do solo.
W_i	Peso, em kN, de um dado elemento i
Z	Índice de zona

Simbologia representada por letras gregas

α_1	Fator de resistência efetiva de pilares de BA na deformação final das paredes de BA
α_2	Fator de resistência efetiva de paredes de BA na deformação final dos pilares de BA
α_3	Fator de resistência efetiva de pilares de BA na deformação final das colunas curtas de BA
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
β_c	Fator de redução da resistência do betão
γ_i	Coeficiente de importância pelo EC8
η	Valor corretivo do amortecimento da estrutura
λ	Percentagem de massa mobilizado no modo de vibração fundamental
τ	Valor da tensão média resistente de pilares, colunas curtas e paredes de BA

I. INTRODUÇÃO

I.1. ATIVIDADE SÍSMICA: CAUSAS E CONSEQUÊNCIAS

Desde sempre que a humanidade se vê confrontada com a ameaça dos sismos. Se é certo que há uns mais intensos que outros, é certo também que ao longo das épocas lhes foram atribuídas diversas causas, algumas sobrenaturais, baseadas em pressupostos mitológicos e religiosos.

Em termos físicos, o fenómeno sísmico ocorre devido às tensões internas da Terra, que provoca o movimento das placas tectónicas. Trata-se portanto de um fenómeno natural devido ao movimento dinâmico interno do planeta que se processa ao longo de séculos ou milénios levando à rotura das falhas.

A vibração do terreno provoca acelerações ao nível das fundações dos edifícios, induzindo forças de inércia importantes à estrutura. Caso esta não tenha sido projetada para poder suportar tais forças dar-se-á o seu colapso, levando a consideráveis efeitos (diretos e indiretos).

No campo dos efeitos diretos inserem-se aqueles que incidem principalmente sobre as populações, como por exemplo desalojamentos, feridos, ou mesmo vítimas mortais, e efeitos sobre o parque construído, onde se inserem os parques habitacionais, industriais e redes de abastecimento, entre outros.

No que diz respeito a efeitos indiretos, consideram-se todas as consequências que advêm dos sismos e que, não sendo imediatos, se

prolongam no tempo. Neste conjunto de efeitos são considerados, a título de exemplo, inundações (por colapso de barragens após sismo) e impactes socioeconómicos.

Perante estes cenários, e para que se possa minimizar os efeitos de um eventual abalo sísmico que possa ocorrer, é de extrema importância que se avalie a vulnerabilidade sísmica do edificado presente. Nas cidades onde existem grandes centros urbanos tal questão revela-se ainda mais pertinente devido a uma influência maior na área envolvente e população habitante.

As avaliações que são efetuadas, de uma forma transversal a todas as metodologias, requerem um conhecimento do local e das estruturas dos edifícios envolvidos. É também importante o reconhecimento da população residente para que os meios de socorro, em caso de atuação, saibam onde existe maior concentração de grupos como idosos ou crianças.

Os resultados obtidos da avaliação de dada região, cidade ou edifício pretendem que sejam conhecidas as suas condições de resposta (em termos estruturais) face a um sismo e, caso seja necessário, intervir a tempo de a dotar de melhores condições de segurança estrutural, reduzindo assim a sua vulnerabilidade sísmica.

I.2. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE

A avaliação da vulnerabilidade sísmica tem como objetivo aferir a capacidade resistente de determinada estrutura face a eventuais abalos sísmicos. Para tal têm sido desenvolvidas diversas metodologias (Norte-americanas, Europeias, Japonesas e Australianas, entre outras) que têm em comum o objetivo de definir os passos necessários para que se realize a operação de avaliação. Para essas metodologias é necessário um trabalho preliminar que contempla aspetos como o conhecimento do local, estrutura (sempre que possível através da inspeção do projeto estrutural) e também uma inspeção *in situ* de forma a conhecer dados relativos a deformações, fissurações bem como o seu estado de conservação.

O Método Japonês, desenvolvido com contributos de M. Hirosawa, preconiza três níveis de atuação e a consideração de índices que pretendem

traduzir o desempenho sísmico (assimilada à resistência) e o comportamento sísmico (compreendido como a ação). No Método a definição da ação é feita através do Índice de Comportamento Sísmico, tendo-se em conta aspetos regulamentares locais, designadamente relativos à própria ação sísmica, solo de fundação e aspetos comportamentais próprios da estrutura (como por exemplo o modo fundamental de vibração).

O resultado de uma análise que se revele insatisfatório terá algumas consequências, tais como a necessidade de reforço estrutural, ou ainda quando este não se revele vantajoso levar à demolição da estrutura em causa.

I.3. OBJETIVOS

Para que fossem atingidos os objetivos (enumerados de seguida) foi efetuado um trabalho de pesquisa e de campo que contemplou não só um melhor conhecimento do Barreiro enquanto património construído como também da temática da Sismologia e conseqüentemente as metodologias existentes para avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Uma vez conhecidos alguns dados preliminares, pôde-se trilhar os caminhos necessários para que fossem atingidos os objetivos propostos, designadamente:

- Conhecimento do parque edificado do Barreiro, nomeadamente referente à tipologia de construção e seu estado de conservação;
- De forma genérica apreciar o estado de vulnerabilidade e resultado extrapolado para um cenário sísmico semelhante aos já acontecidos em território nacional, como por exemplo o sismo de 1755;
- Aplicação de uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica a uma estrutura, no âmbito de um caso prático de estudo, a que corresponde a Escola Primária da Penalva. Pelo motivo de esta servir uma população muito jovem, até cerca dos 10 anos é um dos edifícios que requer bastante atenção;
- Realização de uma análise modal com o objetivo de comparação de resultados da aplicação da metodologia.

I.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em sete capítulos, que resultaram de uma cuidada análise aos temas e que se revelou ser uma divisão coerente e racional, em que se parte de uma situação ampla, como o edificado a nível nacional, passando pelo edificado barreirense, sismologia e seus conceitos, metodologia de avaliação, e, por último, o caso de estudo e análise comparativa de resultados.

Assim, o segundo capítulo corresponde ao *Parque Construído – Panorama Nacional*. Neste capítulo é feita uma descrição da evolução da construção e do parque construído a nível nacional, como por exemplo a tipologia de edifícios por época de construção, forma de evolução da construção e suas mais-valias à época.

No Capítulo III, intitulado *Parque Construído – Panorama Local do Barreiro*, é restringida a análise à situação particular das estruturas existentes no Barreiro. Refere-se a tipologia de edifícios observados ainda hoje, estado de conservação de alguns e aspetos que inspiram cuidados.

Os conceitos relacionados com a *Ação Sísmica* são apresentados no Capítulo IV. Neste capítulo é feita uma apresentação do conceito de sismo e suas ocorrências, incluindo as escalas de quantificação dos mesmos (quer a nível de magnitude quer de intensidade), a atividade sísmica em território nacional e regulamentação existente. Neste capítulo é ainda feita chamada de atenção à sismicidade no Barreiro, designadamente aspetos particulares da regulamentação face ao zonamento sísmico. É também apresentada uma projeção superficial do que seria de esperar em caso de sismo, tendo em conta o parque construído (com dados do Instituto Nacional de Estatística – INE) e a vulnerabilidade de cada tipologia pela EMS-98.

O quinto capítulo que consta da presente dissertação corresponde à *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica*. Neste capítulo são enunciadas algumas normas e metodologias existentes e é ainda efetuada uma apresentação dos conceitos que estão por detrás do Método Japonês que será utilizada no caso de estudo. Relativamente a esta será referido o modo de aplicação da mesma, incluindo as variáveis que quantificam cada um dos índices indispensáveis à

caracterização da vulnerabilidade sísmica. É dado destaque também à análise modal efetuada à estrutura.

No Capítulo VI, denominado *Aplicação ao Caso de Estudo*, é caracterizada a escola enquanto caso a estudar face às suas características estruturais. Após descrição da estrutura é realizada e descrita a modelação e análise modal efetuada. Com base nos elementos obtidos são calculados os índices necessários à avaliação da vulnerabilidade sísmica.

No Capítulo VII, são tecidas as *Considerações Finais* acerca do trabalho desenvolvido na presente Dissertação.

No oitavo capítulo são referenciadas as bibliografias de apoio ao trabalho desenvolvido na Dissertação.

II. PARQUE CONSTRUÍDO – PANORAMA NACIONAL

II.1. EDIFICADO EM GERAL

O conhecimento da evolução da construção permite compreender a importância que poderá ser imputável a cada material construtivo a fim de proceder a uma análise das alterações sofridas pela construção ao longo dos tempos [Appleton, J.; 2007].

Portugal, enquanto parque construído, foi evoluindo e gerando as suas próprias cidades desde, inicialmente, as fortificações e castelos até mais tarde rios e importantes vias de comunicação. Devido aos seus mais de oito séculos de história é expectante que se verifiquem em alguns casos exemplos de regionalização da construção, devido à disponibilidade de materiais em certas zonas do país [Lopes, M.; 2008].

Uma eventual tipificação da construção poderá não representar uma tarefa simples, uma vez que existem algumas limitações, como por exemplo os fatores locais (ou regionais, que conduzem à já referida regionalização da construção) associados a especificidades da construção bem como a coexistência de soluções construtivas inovadoras com outras consideradas como antiquadas, ou mesmo ultrapassadas. O já referido fator da regionalização é marcante em muitas zonas de Portugal, como são exemplo disso construções em xisto e granito a Norte do país, basalto nos Açores ou até pedra calcária no Centro e Sul de Portugal [Appleton, J.; 2007; Lopes, M; 2008].

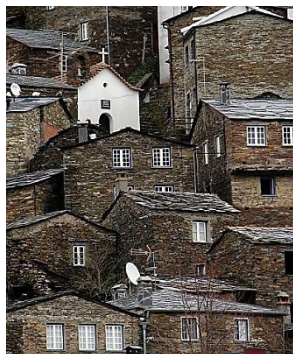


Figura 1 – Construções em Xisto. [Vazão, A.; s.d.]

O sismo ocorrido em 1755 é caracterizado como sendo um marco no que refere à classificação da construção portuguesa, uma vez que a transição entre algumas das principais técnicas de construção se dá após o sismo. É feita uma charneira nesta data em que se classificam os edifícios anteriores ao terramoto como pré-pombalinos e os aparecidos após como pós-pombalinos em que se reproduziram já algumas melhorias, nomeadamente ao nível da introdução da cruz de Santo André e paredes de frontal, melhorando o desempenho sísmico [Appleton, J.; 2007].



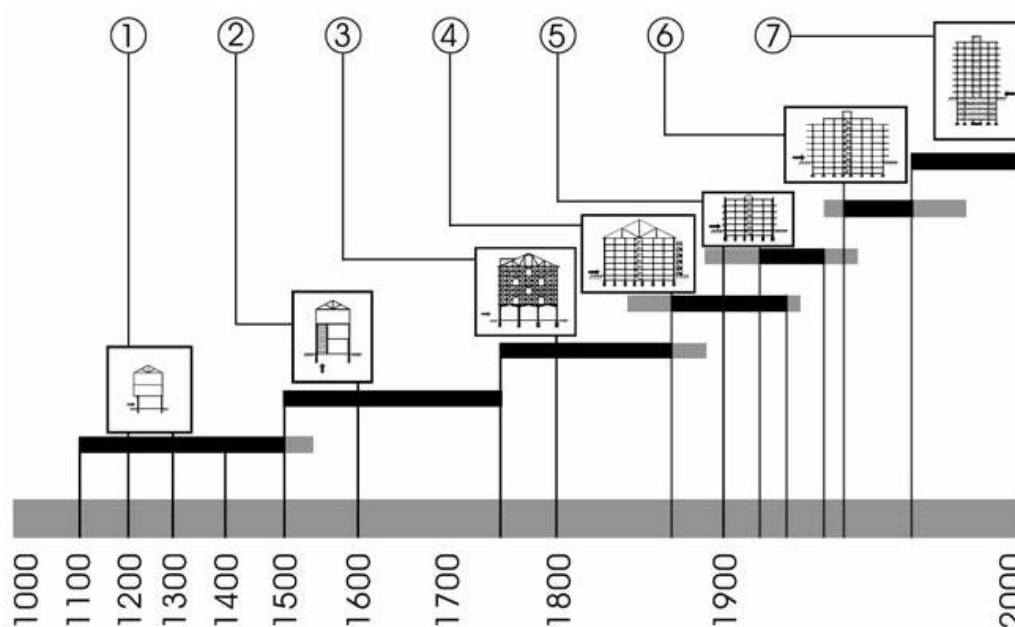
Figura 2 – Transição dos edifícios pré-pombalinos para pós-pombalinos.

Em [Lopes, M.; 2008] são descritas sete categorias nas quais podem ser classificados os edifícios consoante a origem e técnica construtiva, tomando como nota importante que o primeiro grupo, por acumular séculos de duração, é o mais heterogéneo:

- Edifícios Pré-Pombalinos;
- Edifícios Pombalinos;
- Edifícios Gaioleiros;
- Edifícios de Transição;

- Edifícios de Betão Armado (BA) até 1960;
- Edifícios de BA até 1985;
- Edifícios de BA com ou sem pré-esforço (após 1985).

Na cidade de Lisboa, o que poderá espelhar um pouco do que acontece pelo país, sempre que a envergadura dos edifícios aumenta, está-lhe associado um desenvolvimento quanto à utilização dos materiais construtivos. O processo evolutivo referido encontra-se esquematizado, de acordo com [Cóias e Silva, V.; 2001], do seguinte modo:



1,2 – Edifícios anteriores a 1755 (pré-pombalinos): Medievais e renascentistas; 3 – Edifícios Pombalinos;
4 – Edifícios Gaioleiros; 5 – Edifícios com paredes de alvenaria e placa;
6 e 7 – Edifícios em betão armado: sem e com ductilidade

Figura 3 – Evolução da construção lisboeta [Cóias e Silva, V.; 2001; Cóias, V.; 2007]

Recorrendo aos dados do INE [Censos; 2001], Portugal possui um conjunto diversificado de edifícios, com um total de 3 160 043 edifícios, que quando divididos segundo o seu material de construção resulta na distribuição representada no Quadro 1, cujos valores deverão ser tratados com algum cuidado.

Quadro 1 – Distribuição do edificado segundo o material de construção. Dados [Censos; 2001]

Época	Betão armado	Paredes de alvenaria com placa	Paredes de alvenaria sem placa	Paredes de adobe, taipa ou alvenaria de pedra solta	Outros
Até 1919	0	66	120 179	131 679	15 218
1919 a 1945	26 134	76 464	144 185	96 442	1 956
1946 a 1960	60 440	120 058	120 342	54 734	1 711
1961 a 1970	121 802	178 074	71 695	22 380	1 468
1971 a 1980	205 981	282 537	45 971	15 079	1 311
1981 a 1985	148 673	180 427	20 925	7 827	3 781
1986 a 1990	129 046	140 081	12 885	6 495	1 727
1991 a 1995	123 782	134 230	12 513	7 716	844
1996 a 2001	152 119	150 609	13 141	10 114	905
TOTAL	967 977	1 262 546	561 836	352 466	15 218

Com base no Quadro 1, e de forma a melhor ser perceptível a distribuição do edificado, construiu-se o Gráfico 1, importando salientar que em 2001 os edifícios construídos até 1980 (década em que foi publicado o RSA e REBAP) eram no total 1 915 906.

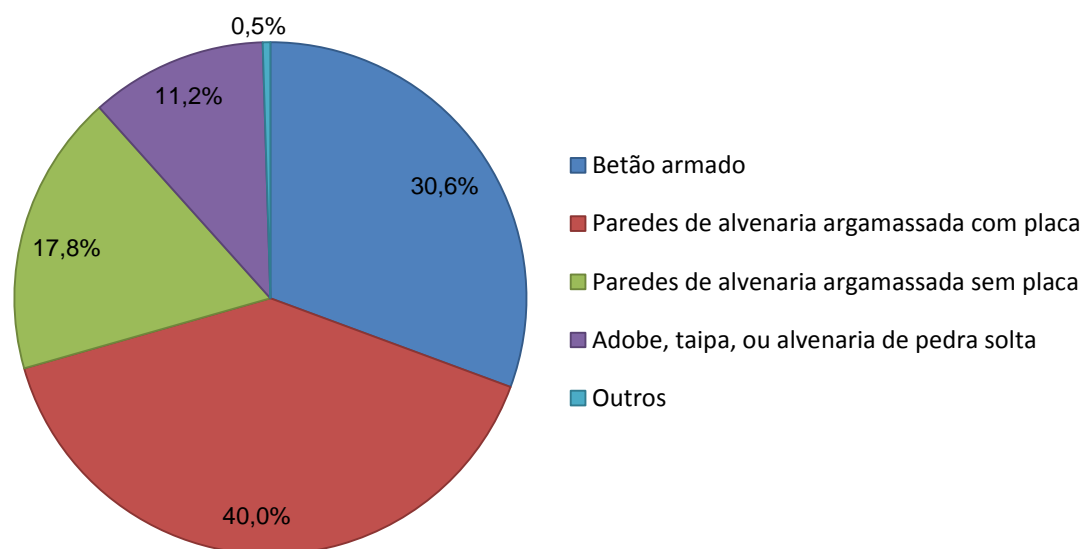


Gráfico 1 – Distribuição do edificado segundo o material de construção. [Censos; 2001]

É ainda importante que se tenha em consideração as condições em que se encontra o parque construído português. De acordo com

[Cóias e Silva, V.; 2001] existe uma situação que requer atenção face à eventualidade de um abalo sísmico que é o facto de grande parte dos edifícios localizados em zonas de maior intensidade sísmica se encontrarem em condições de segurança precárias. Tanto ao nível da alvenaria como do betão, o mesmo autor refere algumas das deficiências que são verificadas na resposta estrutural dos edifícios (alvenaria ou betão armado), sendo alguns exemplos apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 – Deficiências verificadas nos edifícios. [Cóias e Silva, V.; 2001]

Alvenaria (68,9 %)	Betão Armado (30,6%)
▪ Degradação das propriedades dos materiais	▪ Reduzida capacidade de dissipação de energia;
▪ Construção precária, com contraventamento insuficiente	▪ Projeto anterior à regulamentação mais antiga de segurança aos sismos (1958).
▪ Recuperação precária após o sismo de 1755	▪ Pisos vazados;
▪ Acrescento de pisos e caves	▪ Insuficiente travamento horizontal;
▪ Fundações deficientes	

De forma a minorar a vulnerabilidade sísmica do parque construído, o Programa de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado propõe um conjunto de tarefas (Quadro 3) que devem ser tidas em conta e que, uma vez concluídos os trabalhos, poderia representar um custo de cerca de 20% do Produto Interno Bruto [RVSE; 2001].

Quadro 3 – Tarefas a desenvolver propostas pelo PNRVSE [RVSE; 2001]

Tarefa	Descrição
1	Levantamento do parque habitacional e avaliação do risco
2	Definição das estratégias de intervenção mais eficazes
3	Aperfeiçoamento das soluções de reabilitação sísmica
4	Criação de enquadramento legislativo
5	Formação e divulgação
6	Elaboração de planos-diretores de reabilitação sísmica
7	Execução dos trabalhos

O mesmo programa refere ainda as principais estratégias a ser desenvolvidas que deverão ir ao encontro de:

- Modificação local de componentes estruturais;
- Eliminação ou redução de irregularidades e descontinuidades;
- Aumento global de rigidez;
- Aumento global da resistência;
- Redução da massa;
- Isolamento sísmico.

Para que estas estratégias possam ser aplicadas há que ter em conta as necessidades e possibilidades de intervenção no edificado, consoante a sua tipologia construtiva: pombalinos, gaioleiros, de placa ou de betão. Neste sentido [Cóias e Silva, V.; 2001] refere um conjunto de ações corretivas passíveis de serem aplicadas, como se descreve no quadro 4.

Quadro 4 – Ações corretivas propostas por [Cóias e Silva, V.; 2001]

Tipologia Medidas	Pombalinos	Gaioleiros	Placa	Betão Armado	Vantagens e desvantagens
Melhoria das fundações	X	X			
Correção de alterações anteriores (acrescentos, remoção de elementos estruturais)	X	X	X		<i>Quando feito pelo exterior é não intrusivo.</i>
Melhoria da resistência à flexão dos nembos e empenas, no plano e fora do plano	X	X	X		<i>Quando feito pelo exterior é não intrusivo.</i>
Melhoria da resistência à compressão dos nembos e empenas		X			
Reparação e/ou reforço da estrutura de travamento original	X				<i>Económico</i>
Melhoria da ligação nembos / pavimento	X	X			<i>Económico</i>
Melhoria da ligação nembos / frontal	X				
Melhoria da ligação nembos / cobertura	X	X			
Melhoria do efeito de diafragma da cobertura	X	X			
Melhoria do travamento entre paredes opostas	X	X			<i>Económico</i>
Introdução de paredes resistentes ao corte			X	X	<i>Muito intrusivo, se feito pelo interior</i>
Introdução de estrutura adicional metálica	X	X	X	X	<i>Intrusivo, se feito pelo interior</i>
Introdução de estrutura adicional de BA	X	X	X	X	<i>Muito intrusivo, se feito pelo interior. Pouco eficaz</i>
Reforço de elementos de BA existentes				X	<i>+/- Intrusivo, dependendo da técnica</i>

Constata-se então que o estado de conservação do edificado é de extrema importância para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de dada região.

II.2. EDIFÍCIOS PRÉ-POMBALINOS

Devido ao sismo ocorrido em 1755 existirão hoje poucos exemplares deste tipo de edifício que se caracterizava na sua construção pelo aproveitamento de elementos de alvenaria e cantaria como material de construção dominante para a execução de arcos e abóbadas que suportavam os pisos destes edifícios [Appleton, J.; 2007].

Pelo motivo de o grupo pertencer a um leque temporal muito vasto, tal como [Mayer, F; 2008] refere, apresentam uma variedade de construção muito alargada onde importa dividir os edifícios existentes em dois grandes grupos: os urbanos e os rurais (com apenas um piso), sendo que com o passar do tempos estes últimos se integraram nas cidades com o aumento das mesmas. Pelo mesmo autor, e de uma análise aos edifícios existentes à época, os edifícios urbanos poderiam ser ainda divididos consoante a sua qualidade de construção: entre os melhores qualitativamente estavam os que apresentavam alvenaria bem cuidada, pedra aparelhada e existência de travamentos, ao contrário dos edifícios de menor qualidade onde era notória a inexistência de travamentos e a qualidade da alvenaria utilizada era mais baixa.

Este tipo de construção anterior a 1755 tinha ainda como marca do seu período o piso de ressalto apoiado em vigas escoradas contra as paredes, o que apresentaria um deficiente desempenho estrutural [Lopes, M.; 2008].



Figura 4 – Exemplo de edifício pré-pombalino com piso de ressalto. [Lopes, M.; 2008]

Importa ainda realçar alguns aspetos referentes a este tipo de edifícios, que tal como [Santos, M.; 2008] refere, um deles é a resistência sísmica dos edifícios que superaram o terramoto de 1755. A autora refere que dentro do grupo de edifícios que resistiram ao ocorrido, nota-se como técnica construtiva a utilização de cunhais até aos pisos mais altos e introduzidos também nas empenas dos edifícios. [Santos, M.; 2008] frisa ainda que para o caos instalado aquando do sismo podem também ter contribuído más práticas como por exemplo a irregularidade dos edifícios em altura, fachadas desalinhasadas, piso térreo vazado e a ineficaz fixação dos elementos de cobertura ao restante edifício, entre outros exemplos.



Figura 5 – Exemplos de edifícios Pré-Pombalinos [Santos, M.; 2008]

II.3. EDIFÍCIOS POMBALINOS

Os edifícios pombalinos resultam da reconstrução após o sismo de 1755 que assolou a cidade de Lisboa (e outros locais do país). A baixa pombalina é uma das zonas em que se observam mais exemplares de edifícios pombalinos, que originalmente seriam compostos por três pisos, mais a mansarda. A racionalidade a que se submeteu a construção pombalina assume-se como a essência dessa mesma construção levando a uma melhor interpretação e

aplicação da indústria da construção, dotando-a de ferramentas que antes não eram usuais, como os procedimentos de pré-fabricação que levaram à aplicação da estrutura em gaiola como grande marco da construção pombalina. A gaiola não era mais que uma estrutura tridimensional de madeira altamente hiperestática formada por pavimentos (e seus vigamentos perpendiculares à fachada) e paredes, assumindo-se como um eficaz sistema antissísmico que assentava num travamento tridimensional, face às características de toda a estrutura. [Lopes, M.; 2008; Mayer, F.; 2008]

No que respeita às fundações deste tipo de edifícios importa salientar que a Baixa Pombalina, principal zona afetada do sismo em Lisboa, é composta por solos de má qualidade e cujo nível freático atinge os 3,50 metros de profundidade [Ramos, L., Lourenço, P.; 2000]. As fundações, tendo em conta as condições de terreno, são constituídas por estacarias de madeira (pinho) de modo a que se consiga compactar o terreno que é formado também pelos entulhos resultantes da destruição da cidade após 1755 [Mayer, F.; 2008].

O processo de construção envolvia sensivelmente seis fases em que na primeira o terreno era compactado com recurso a um maço sendo depois, já numa segunda fase cravadas as estacas. Sobre estas eram colocadas as longarinas e travessas de secção geralmente circular que formam o gradeamento de madeira que era depois numa última fase envolvido com massame, cuja face superior ficaria a cerca de meio metro da entrada dos edifícios. Quando a localização do edifício era em zonas onde o solo apresentaria melhores condições a fundação do edifício era composto por sapatas diretas sobre as quais assentariam as paredes de alvenaria cuidadosamente trabalhadas [Ramos, L., Lourenço, P.; 2000; Mayer, F.; 2008].

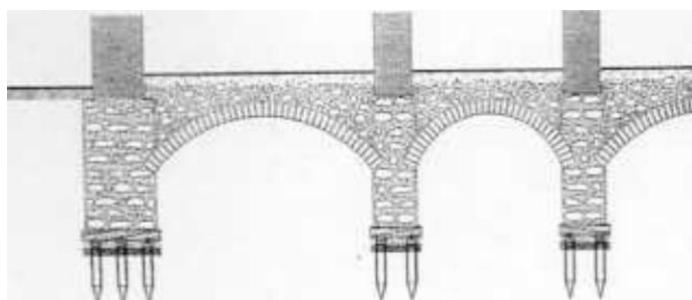


Figura 6 – Fundações de edifícios Pombalinos. [Ramos, L., Lourenço, P.; 2000]

As paredes exteriores destes edifícios possuíam cerca de 90 centímetros de espessura e iam-na reduzindo com a altura do edifício. Eram constituídas por alvenaria de pedra rebocada e ligada ao interior do edifício através de estrutura de madeira que lhe conferia maior rigidez [Ramos, L., Lourenço, P.; 2000].



Figura 7 – Exemplo de parede de um Edifício Pombalino no Barreiro.

No interior do edifício existiam paredes de frontal pombalino e de tabique. Para além de função resistente e parte integrante do sistema de travamento tridimensional, estas paredes tinham como função evitar a propagação de fogos a outras compartimentações e receber as vigas onde assentavam os pavimentos. Foi introduzido nesta época a Cruz de Santo André (Figura 8) caracterizada como “uma das mais importantes inovações”: Essa inovação reforça a estrutura para que lhe sejam transmitidas cargas, incluindo melhores condições para a dissipação da energia em caso de ocorrência sísmica [Ramos, L., Lourenço, P.; 2000; Mayer, F.; 2008].

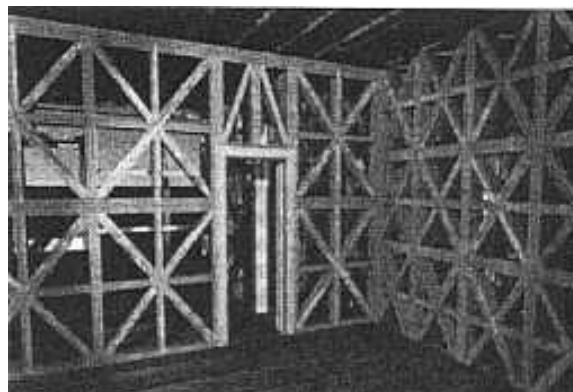


Figura 8 – Parede de frontal pombalino (com Cruzes de Santo André).
[Ramos, L., Lourenço, P.; 2000]

O piso térreo das construções pombalinas assenta diretamente sobre os arcos existentes, que descarregam nas fundações. Nos pisos elevados, os pavimentos destes edifícios eram constituídos por vigamentos de madeira perpendiculares às fachadas com cuidadosas ligações (através de frechais) e tarugados, o que permite alcançar um funcionamento bidimensional e faz denotar a qualidade deste tipo de construção, bastante cuidada. O conjunto dos elementos construtivos requer uma boa ligação entre si, por vezes com recurso a peças metálicas, de modo a que se verifique um bom desempenho sísmico [Lopes, M.; 2008; Ramos, L., Lourenço, P.; 2000; Appleton, J.; 2007].

II.4. EDIFÍCIOS EM BETÃO ARMADO

O betão armado, enquanto material estrutural, caracteriza-se por ser constituído por dois materiais distintos – o betão e o aço das armaduras [D'Arga e Lima, J; 1970]. Este, assume-se, após os anos 50, como sendo um dos principais materiais utilizados na construção de edifícios, assumindo uma posição predominante na área da engenharia civil, chegando também a áreas como a engenharia mecânica em que é adotado para a construção de grandes muros e base de apoio de máquinas industriais, tal como referenciado por [Correia, M; s.d.].

Pese embora o betão possua alguma resistência à tração esta é muito reduzida. A sua caracterização mecânica faz-se principalmente pela sua resistência à compressão, através da tensão de rotura ensaiada (em cilindros ou cubos) conforme as normas vigentes. No que respeita ao aço, a sua caracterização mecânica pressupõe o conhecimento das suas propriedades de resistência à tração, pela tensão de rotura à tração, e pelas condições de aderência recíproca para com o material betão, sendo esta última propriedade fundamental para garantir um bom funcionamento do material compósito que é o betão armado [D'Arga e Lima, J.; 1970].

No final do século XIX dá-se uma evolução dos projetos de edifícios, onde é introduzido o betão armado, cuja aplicação estende-se desde edifícios até, a título de exemplo, pontes e viadutos [Yakut, A.; s.d.]. Segundo o mesmo

autor, a utilização e difusão desse material poderá estar associada a fatores como:

- Disponibilidade do aço e constituintes do betão;
- Custo relativamente baixo das construções em betão armado quando comparadas com construções em aço.

Embora existam dados de experiências de construção de edifícios em betão armado da década de 40 do século XX, com estrutura reticulada, mais ou menos regulares, é a década de 50 que marca a adoção deste material em Portugal para a construção, período em que a alvenaria resistente é confinada à construção apenas de moradias. No final desta mesma década (até período inicial dos anos 60) assiste-se a um crescente cuidado e preocupação com a análise sísmica das estruturas de edifícios [Lopes, M.; 2008].

É publicado em 1958 o Decreto 41 658 que regulamenta as necessidades de segurança das construções contra os sismos, cujos objetivos, para além da preocupação de evitar a ruína e assim proteger pessoas e bens, ascendiam já a aspetos como uma eficiente ligação entre os diversos elementos estruturais (sapatas, pilares, vigas) para que em caso de abalo funcionem como um todo [Silva, J.; 2010]. Contudo este mesmo regulamento não teria muita duração, pois em 1961 viria a ser revogado com a publicação de um novo regulamento de Solicitação de Edifícios e Pontes que permaneceu em vigor durante a construção de muitas obras ainda hoje edificadas, como por exemplo a Ponte da Arrábida, no Porto. Com a evolução de conhecimentos na área da verificação da segurança, e de forma a regulamentar esses mesmos avanços, foi mais tarde, em 1967 publicado o Regulamento de Estruturas de Betão Armado [Appleton, J; s.d.].



Figura 9 – Ponte da Arrábida. Construção de 1963. [Appleton, J.; s.d.]

No período compreendido entre os anos 60 e 70 dá-se um desenvolvimento de estruturas laminares de betão armado, conjuntamente com as paredes resistentes em caixas de escada e elevador, sendo igualmente o período em que começam a ser adotadas as primeiras lajes fungiformes [Lopes, M.; 2008], que, de acordo com [EC8; 2010] se recomenda a sua não utilização devido à sua deficiente capacidade de dissipação histerética de energia, como são exemplos de danos a rotura por punçoamento (Figura 10).



Figura 10 – Rotura por punçoamento. A ligação laje-pilar falhou. [Lopes, M.; 2008]

Até 1980 foi construído em Portugal um tipo de edifício muito comum, cujo dimensionamento sísmico se deu com a ausência de um regulamento eficaz, apresentando por consequência algumas deficiências ao nível do desempenho sísmico. Algumas das práticas assumidas, como por exemplo baixas taxas de armadura e insuficiente cintagem do betão, são exemplos de como essas estruturas se poderão encontrar desadequadas para a resistência a um sismo regulamentar atual. Na década de 80 é então realizada uma ação próxima da remodelação da regulamentação com a publicação do REBAP e o Regulamento de Segurança e Ações (RSA). [Saraiva, J; Appleton, J; 2006], [Lopes, M.; 2008]. Esse mesmo facto é referido na memória justificativa do REBAP:

“A necessidade de remodelar a regulamentação nacional sobre estruturas de betão armado publicada em 1967 deve-se fundamentalmente à significativa evolução dos conceitos sobre segurança estrutural entretanto verificada, já consagrada, aliás, no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.”

O fraco desempenho sísmico por vezes verificado em certas estruturas, pode de acordo com [Yakut, A.; s.d.] ser resultado de uma deficiente supervisão do projeto que implica imperfeições ao nível de: incumprimento do projeto, redução de aço considerado e alteração das dimensões das peças conjugado com algumas práticas construtivas pobres.

Mais recentemente, a aplicação de pré-esforço no betão armado vê-se devido à necessidade de grandes espaços abertos em edifício de escritórios e habitação bem como a necessidade de vencer grandes vãos (caso também de pontes). No nosso país as primeiras estruturas a receber aplicação de pré-esforço foram a cobertura de um edifício industrial no Norte e uma ponte em Benavente, construída em 1954 [SETH, s.d.].

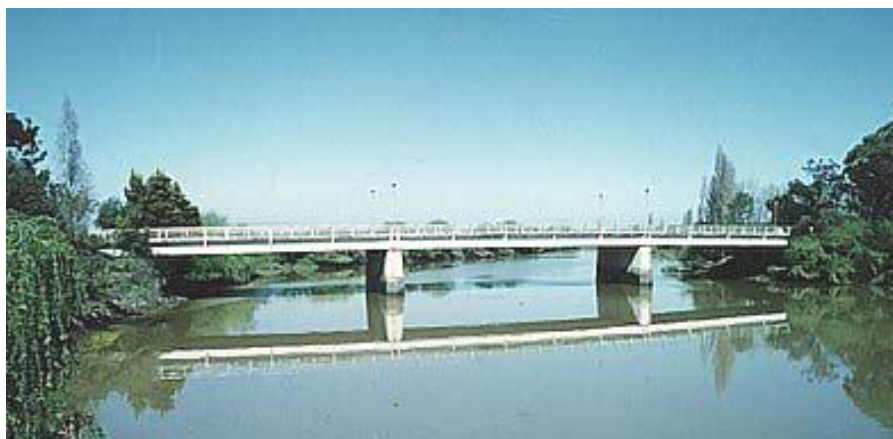


Figura 11 – Ponte de Vala Nova, Benavente. Primeira ponte construída com betão armado pré-esforçado. [SETH; s.d.]

Em grandes centros urbanos, como por exemplo Lisboa, a construção mais recente de edifícios fica em muito confinada a espaços que durante anos não foram ocupados, muitos deles devido à falta de qualidade dos próprios solos, e assim obrigaram à adoção de técnicas de fundação que revelassem melhores condições, como por exemplo estacas. A fase do betão armado que ainda decorre é, muito possivelmente, aquela cujos edifícios apresentarão melhor comportamento e conseqüentemente uma mais baixa vulnerabilidade sísmica [Lopes, M.; 2008].

III. PARQUE CONSTRUÍDO – PANORAMA LOCAL DO BARREIRO

Pegando no referido no capítulo anterior, o facto de as civilizações se desenvolverem desde fortificações, castelos e rios, o caso do Barreiro não é exceção, tendo o Barreiro “(...) crescido à Beira rio.” [CMB; 1998]. Durante os séculos XVII e XVIII o Barreiro, assiste a um crescimento no sentido Nascente-Poente, na faixa junto do rio que promove o crescimento das Ruas Marquês de Pombal e Rua Almirante Reis, cujo traçado da zona envolvente se apresenta como uma quadrícula, deixando enunciar o período Pombalino [CMB; 1998].



Figura 12 – Vista parcial do Barreiro. [CMB; 1998]

Com o estabelecimento de várias indústrias no Barreiro foi notável o aumento da população que, indissociavelmente, originou de imediato um aumento também da construção de novas habitações. A título de exemplo importa mencionar alguns dados estatísticos da segunda metade do século XIX em que é referido o aumento do número de fogos na área do Barreiro, que entre os anos de 1864 e 1890 atinge os 25,7% [Mello, E.; 1895].

A análise da figura 12 pode também comprovar a heterogeneidade do edificado Barreirense, facto que é consolidado de acordo com os dados que podem ser extraídos da operação censitária realizada em 2001 [Censos; 2001] pelo Instituto Nacional de Estatística que classifica o edificado de acordo com o seu principal material de construção. Registando que o rio se encontra a Norte do Barreiro, importa salientar a existência a Sul de edifícios com estrutura mais recente, proporcionando a ideia de expansão da cidade (e consequentemente a construção) para Sul. De acordo com o INE, dos 10 298 edifícios existentes no concelho do Barreiro (em 2001), regista-se que mais de 50% possuem estrutura em betão armado, conforme é visível no Gráfico 2.

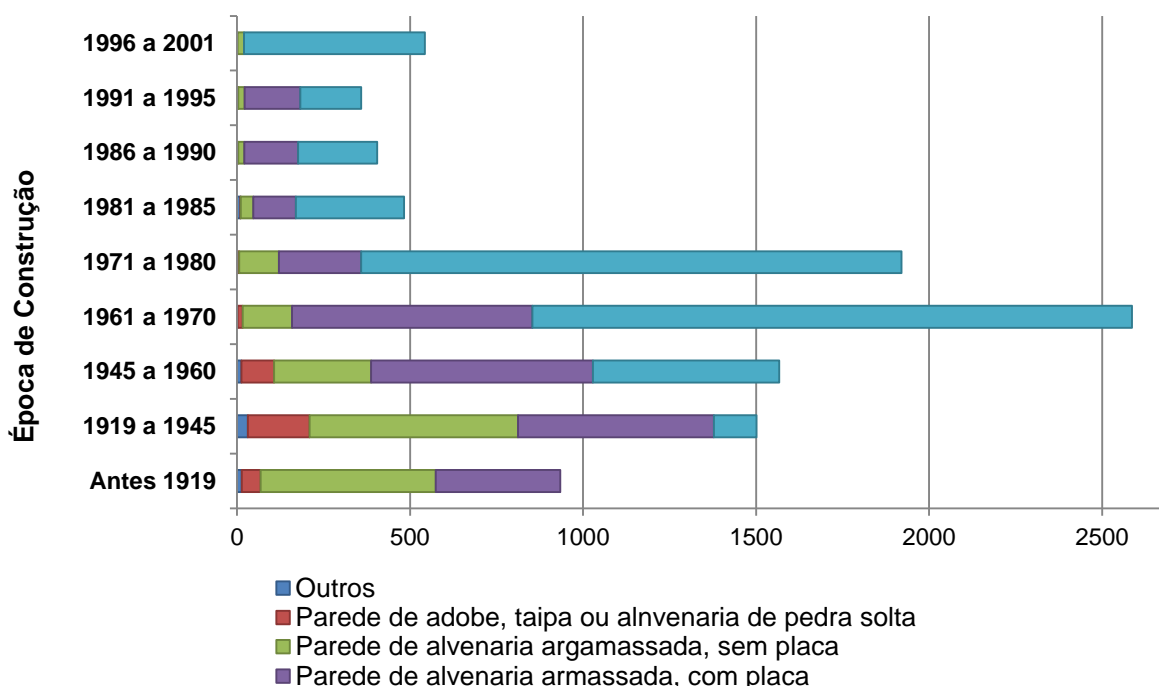


Gráfico 2 – Distribuição do edificado no Barreiro por época de construção e material.
[Censos; 2001]

Tendo em consideração o que foi referido no capítulo anterior, é expectante que os novos edifícios apresentem uma vulnerabilidade sísmica mais baixa [Lopes, M.; 2008], daí que a construção de novos edifícios na zona

mais antiga do Barreiro, como agora está a acontecer e vem acontecido, pensa-se que possa contribuir para a diminuição da vulnerabilidade sísmica daquela zona como um todo. É com alguma facilidade que se encontram alguns exemplos da convivência de diversos tipos de construção (antiga e nova), como é o exemplo da Figura 13 em que se assiste ao aparecimento de um edifício de betão armado na zona que se referiu como sendo a mais antiga em termos de construção.

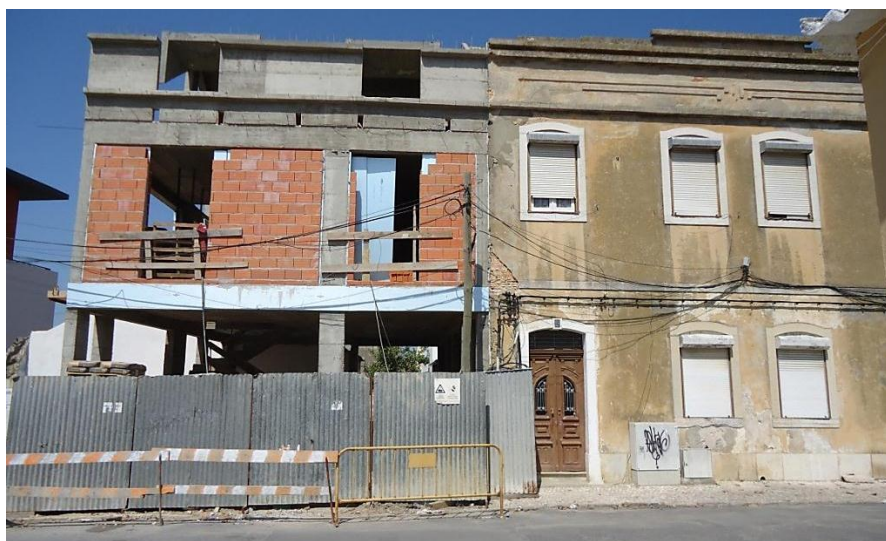


Figura 13 – Exemplo da heterogeneidade do edificado (Rua Marquês de Pombal)

A coexistência de vários tipos de sistemas estruturais é também verificada num olhar sobre o Barreiro no sentido a Sul, em que se assiste a edifícios mais antigos (alvenaria) e edifícios de betão, assim como na figura 14 se denota ao fundo a Empresa de Manutenção do Equipamento Ferroviário com cobertura metálica [CMB; 1998].



Figura 14 – Vista do Barreiro, para Sul. [AM-CMB; 2011]

Tendo em consideração as oito freguesias que integram o concelho do Barreiro, e uma vez mais trabalhando sobre alguns dados provenientes do INE [Censos; 2001], é possível analisar a percentagem de edifícios que compõe cada uma das freguesias, efetuando assim um mapa que será denominado de mapa de edificado.

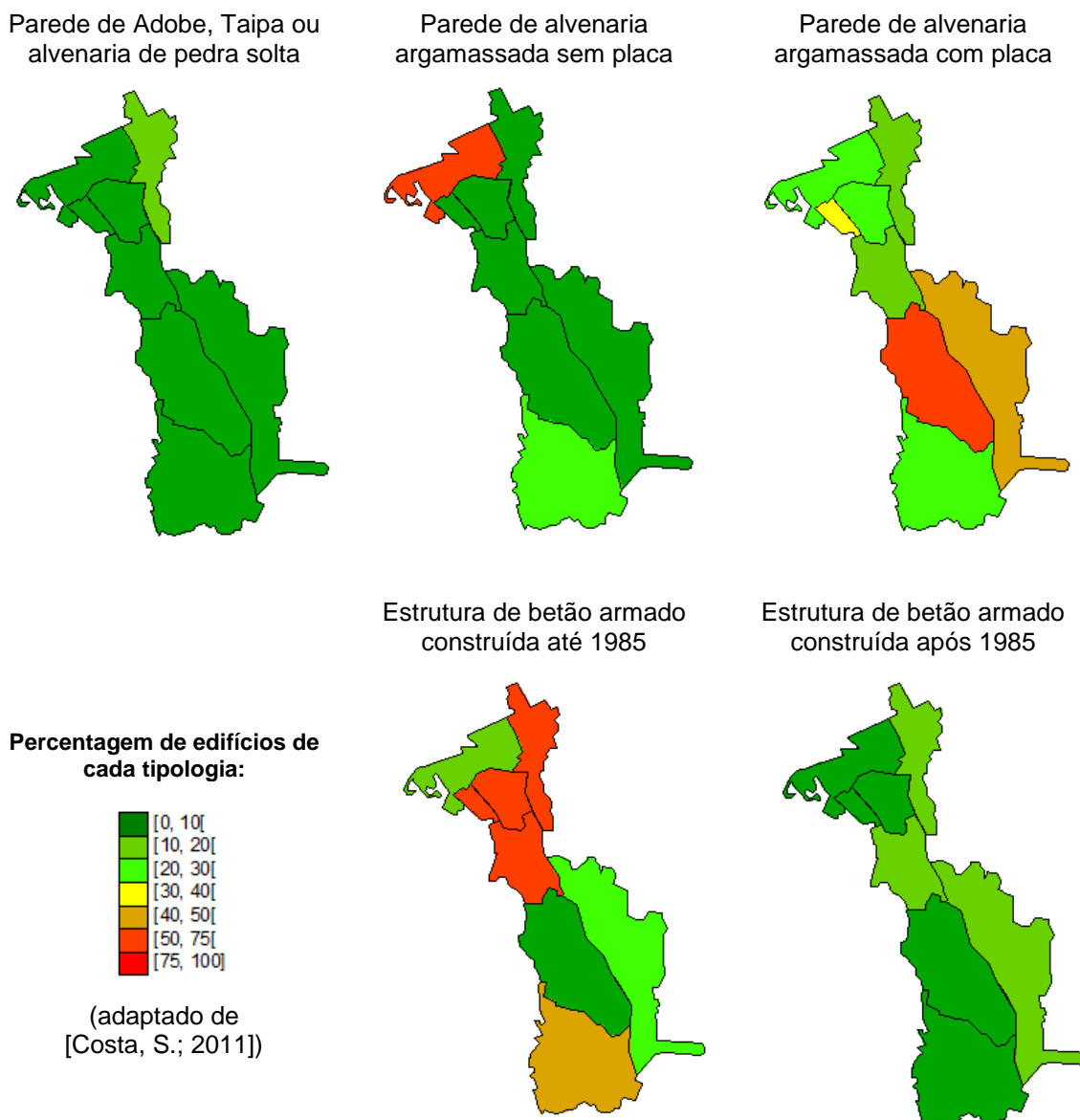


Figura 15 – Distribuição da tipologia de construção pelas freguesias do concelho do Barreiro.

Constata-se pela análise da figura 15 que em freguesias como Alto do Seixalinho, Verderena, Lavradio e Santo André mais de cinquenta por cento dos edifícios são de betão, sendo que as duas últimas freguesias são as que apresentam mais edifícios de BA construídos após 1985 (após a publicação do RSA). A freguesia do Barreiro é ocupada em mais de 50% por edifícios de alvenaria sem placa, evidenciando as suas raízes mais antigas.

É notório, após uma visita pelas ruas do Barreiro, a construção de alguns edifícios novos assim como a recuperação de alguns. Contudo, verifica-se ainda que muitos necessitam de intervenção ao nível estrutural para que se garantam boas condições de funcionamento dos seus elementos resistentes. Este facto é também uma das conclusões do recenseamento da habitação efetuada em há dez anos [Censos; 2001], que conclui que existem no concelho do Barreiro 464 edifícios que necessitam de reparações muito grandes ao nível estrutural (Quadro 5), distribuídos pelas oito freguesias conforme esquematizado na figura 16.

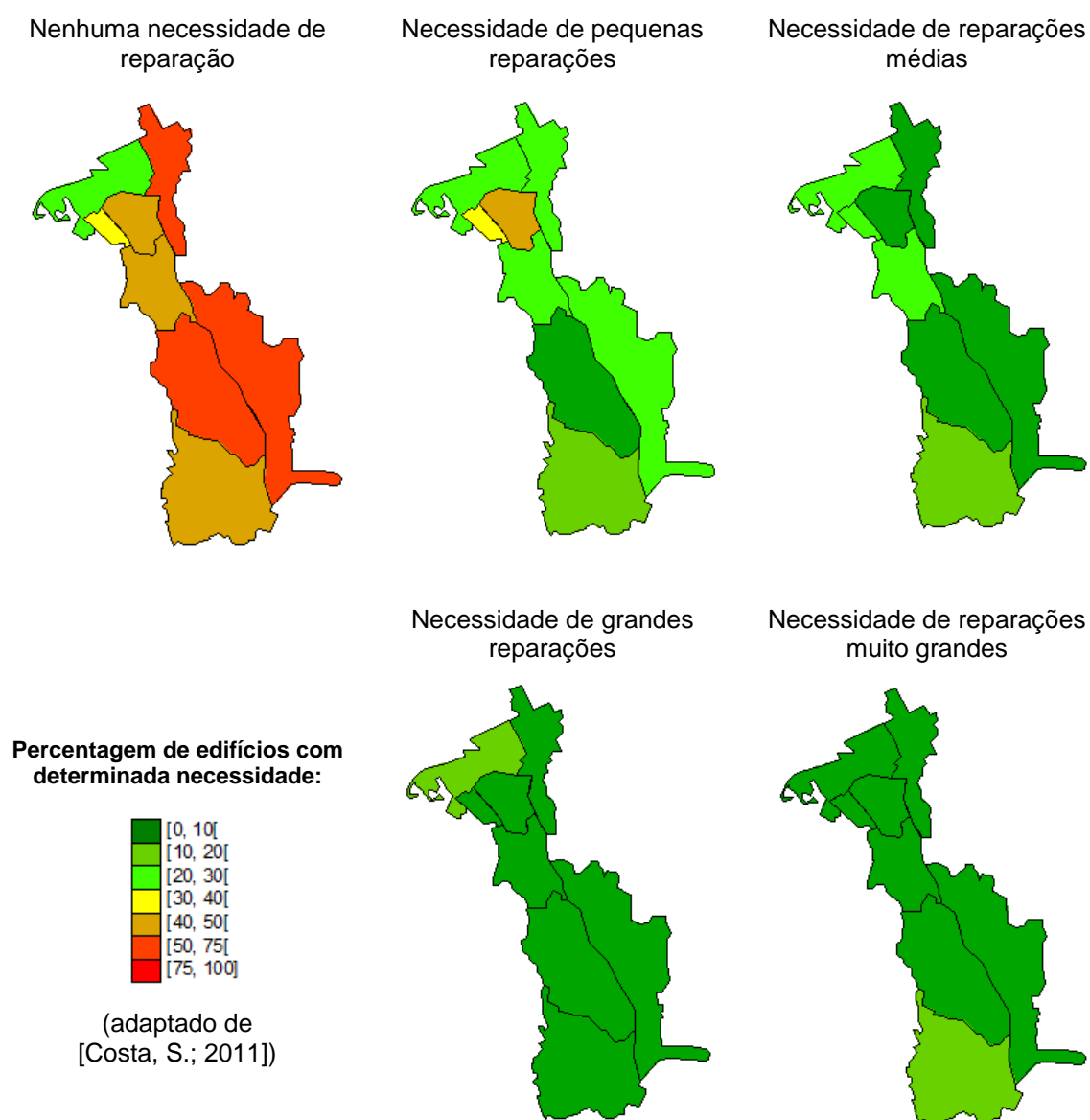


Figura 16 – Necessidades de reparação estrutural dos edifícios do concelho do Barreiro.

Quadro 5 – Nível de reparação da estrutura necessária de acordo com [Censos; 2001]

Nível reparação	Concelho Barreiro
Nenhumas	4853
Pequenas	2785
Médias	1541
Grandes	655
Muito Grandes	464

Com base nos mesmos dados é possível concluir que dos 464 edifícios no concelho do Barreiro que carecem de reparações muito grandes ao nível estrutural, 454 (97,8%) correspondem a edifícios construídos até 1980, ou seja, antes da publicação de RSA e REBAP, regulamentos que atualmente se encontram em vigor, sendo que o primeiro deles rege a ação sísmica a ser considerada. Os edifícios que foram construídos em período no qual se encontrava em vigor a regulamentação de 1983 (entre 1986 e 2001) somam um total de 2851, aparentando estarem em bom estado de conservação uma vez que desse conjunto de edifícios fixam-se nos 2719 edifícios aqueles que carecem de pequenas ou nenhuma reparações a nível estrutural.

Retomando a análise à visita efetuada à freguesia do Barreiro, na zona inserida na qual se atribui a época Pombalina, verificam-se exemplos da necessidade de reabilitação dos edifícios como é o caso, de entre outros, o edifício retratado na figura 17.



Figura 17 – Edifício em alvenaria degradado (Travessa Nova do Rosário)

Edifícios como o da figura 17 a 19 são exemplos da necessidade de reparação. O eventual colapso deste tipo de edifícios, para além de poder vitimar os habitantes poderão provocar o corte de via pública e dificultar o acesso de viaturas de socorro. Ainda na figura 17, no edifício que se encontra em segundo plano, é visível a inexistência de recobrimento das armaduras da varanda (em pormenor na figura 18).



Figura 18 – Destacamento do recobrimento das armaduras da laje da varanda

A figura 19, cujo edifício representado se encontra no cruzamento de duas ruas da freguesia do Barreiro, encontra-se também em elevado estado de degradação resultante de fatores como o seu abandono e consequente falta de manutenção.



Figura 19 – Edifício degradado (exemplo: destacamento de reboco)

Na mesma rua (Figura 20), já se avista a construção de novos edifícios de betão armado, neste caso com laje vigada, que poderão contribuir, como [Lopes, M; 2008] refere, para uma vulnerabilidade sísmica mais baixa.



Figura 20 – Edifício degradado e construção nova. À direita pormenor da construção.

O aparecimento de edifícios em Betão Armado está sobretudo marcado pela expansão da cidade, principalmente no que diz respeito à criação de novos bairros (alguns sociais) inerentes ao desenvolvimento que foi proporcionado à cidade. À semelhança do que ocorreu um pouco por todo o país, a década de 80 é marcante no que é respeitante à construção, retratada por [Leal, A.; Viegas, A.; 1994] como um urbanismo desenfreado, tal era o nível de construção à época. Hoje estão “ao serviço” da população diversos equipamentos construídos nessa época como são exemplo o Hospital Nossa Senhora do Rosário (1984) e diversas escolas.

Desde essa época, muitos dos edifícios de categoria IV de importância (de acordo com o EC8) foram construídos, sendo eles: quartel dos Bombeiros Voluntários do Barreiro e mais recentemente o quartel dos Bombeiros Sul e Sueste.

IV. AÇÃO SÍSMICA

IV.1. OCORRÊNCIA DOS SISMOS

As justificações para a ocorrência de sismos, cujas primeiras referências históricas datam da era babilónica, passaram inicialmente por ideias baseadas na religião. Os sismos eram então entendidos como sendo castigos sobre a humanidade, originados por causas sobrenaturais como pressupostos mitológicos ou até religiosos [Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004].

Uma definição atual de sismo pode ser encontrada em [Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004]:

“(..)[Sismos são] movimentos vibratórios, por vezes com grande violência, que surgem como consequência da dissipação de energia contida no interior da Terra...”

A dissipação de tal energia referida só é possível por ser antecedida de uma fase em que há acumulação de energia devido à restrição de movimento de segmentos da crosta, designados por placas tectónicas. A dissipação de energia é feita à custa de roturas da crosta por vezes associado à presença prévia de falhas cuja capacidade resistente se encontra diminuída devido à ocorrência de sismos anteriores [Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004].

A caracterização de um sismo poderá ser efetuada mediante a sua intensidade e/ou magnitude, existindo para o efeito várias escalas distintas possíveis de serem utilizadas.

Como escalas que permitem a quantificação da energia libertada num sismo refere-se a escala de Richter. Relativamente às escalas que permitem medir qualitativamente as intensidades do abalo sísmico descrevem-se as escalas de Mercalli e Macrossísmica Europeia.

IV.1.1. Escala de Richter

A escala de Richter permite quantificar a energia libertada, atribuindo um número correspondente à magnitude do sismo, tendo sido desenvolvida por Charles Richter e Beno Gutenberg em 1935. Por se tratar de uma escala logarítmica cada avanço de uma unidade na escala de Richter corresponde a uma amplitude sísmica dez vezes superior.

Quadro 6 – Escala de Magnitudes (Richter) [Wikipedia; 2011]

Descrição	Magnitude	Efeitos	Ocorrência
Micro	< 2,0	Micro sismo que não é sentido	8000 / dia
Muito pequeno	2,0 a 2,9	Geralmente não se sente mas é registado	1000 / dia
Pequeno	3,0 a 3,9	Frequentemente sentido mas raramente causa danos	49000 / ano
Ligeiro	4,0 a 4,9	Tremor notório de objetos no interior de habitações e ruído de choque de objetos. Danos importantes pouco comuns	6200 / ano
Moderado	5,0 a 5,9	Pode causar danos graves em edifícios mal concebidos. Provocador de danos ligeiros em edifícios bem concebidos	800 / ano
Forte	6,0 a 6,9	Pode ser destruidor em áreas habitadas	120 / ano
Grande	7,0 a 7,9	Pode provocar danos graves em zonas vastas	18 / ano
Importante	8,0 a 8,9	Pode causar danos sérios num raio de centenas de quilómetros	1 / ano
Excecional	9,0 a 9,9	Devastador num raio de milhares de quilómetros	1 a cada 20 anos
Extremo	> 10	Nunca registado	Raro (desconhecido)

A definição da magnitude de um sismo é efetuada graficamente uma vez que sejam conhecidos os dados relativos ao tempo que separa as ondas P e S bem como a amplitude das ondas S (ver Figura 21). Uma vez conhecidos os parâmetros e traçada a reta que une os dois pontos em cada uma das linhas verticais extremas, a interseção dessa linha com a linha vertical interior devolve o valor da magnitude do sismo [Macedo, C.; 1994].

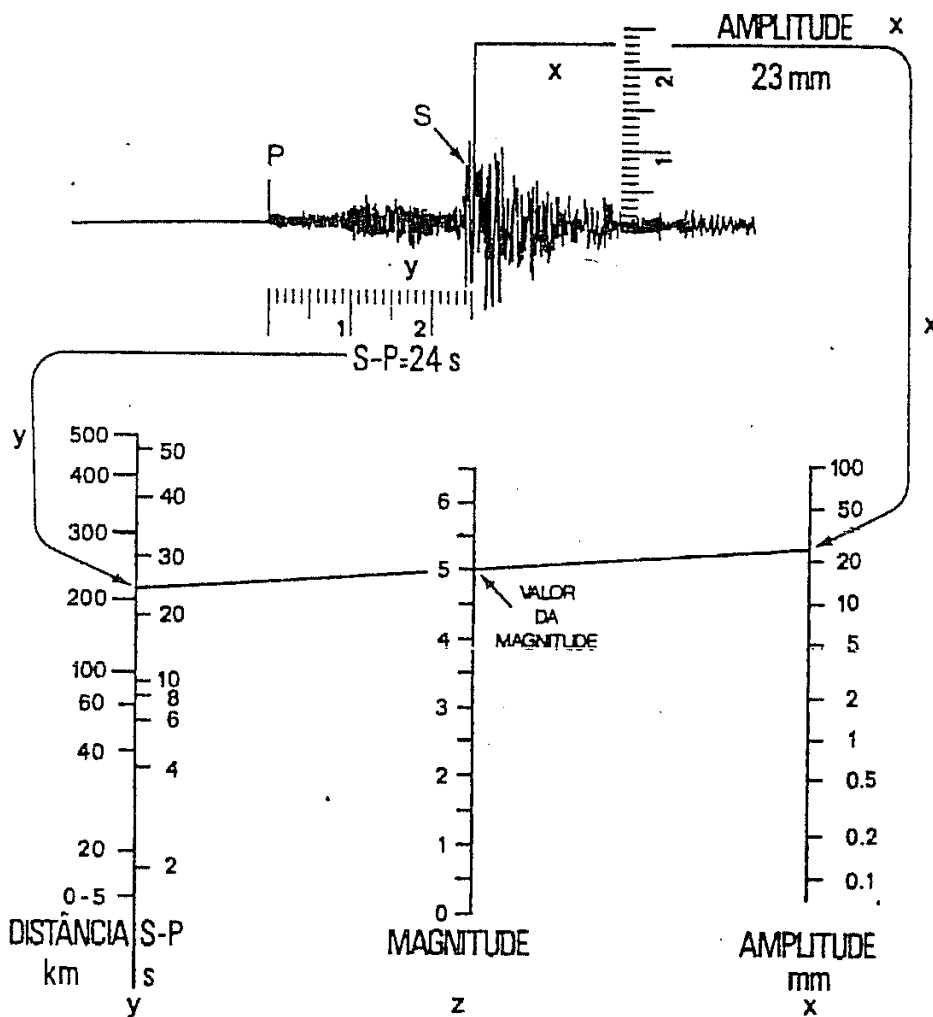


Figura 21 – Ábaco para definição gráfica da magnitude de um sismo [Macedo, C.; 1994]

A escala de Richter pode também ser representada graficamente através de um ábaco com indicação da magnitude e alguns sismos ocorridos (Figura 22), existindo ainda, como complemento, outro gráfico (Figura 23) que faz a analogia do evento sísmico pela sua magnitude, e tendo em conta a sua energia libertada, com outros eventos, como por exemplo: explosões, erupções, etc.

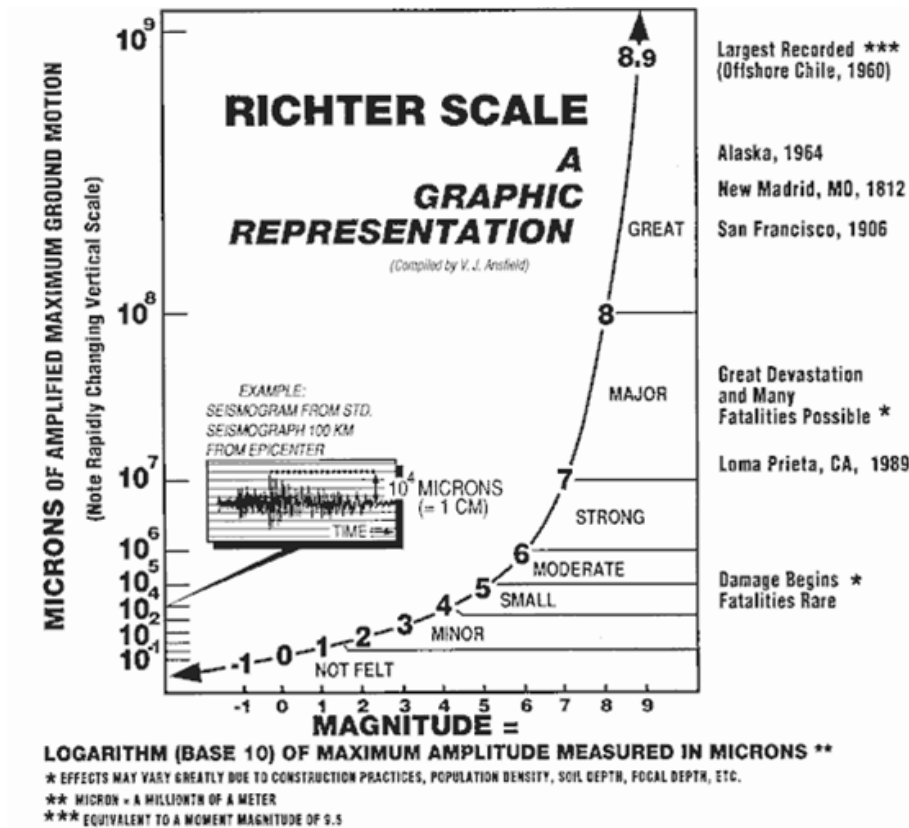


Figura 22 – Gráfico de correlação de Magnitudes e sismos ocorridos. [PeenState; s.d.]

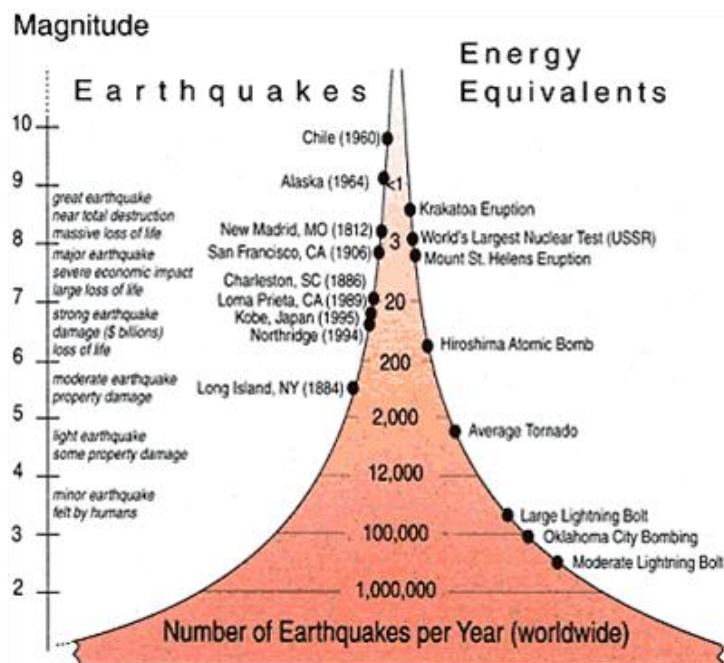


Figura 23 – Correlação dos eventos sísmicos ocorridos com outros eventos (naturais ou não).

(Adaptado de [AGS; s.d.]

IV.1.2. Escala de Mercalli

A caracterização de um sismo pela sua intensidade pode ser efetuada através da escala de criada por Giuseppe Mercalli em 1902, baseada na perceção das populações da ocorrência do sismo e danos causados nas construções, sendo por isso influenciada pelo tipo de construção e condições geotécnicas. Por estas razões esta escala, ao contrário da escala de Richter, varia com a distância ao epicentro do sismo [Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004].

Quadro 7 – Escala de intensidades (Mercalli Modificada). [Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004]

Intensidade	Descrição	Efeitos
I	Impercetível	O sismo não é sentido pela população.
II	Muito fraco	Sentido pela população em repouso, principalmente nos pisos superiores de edifícios altos.
III	Fraco	As oscilações são claramente perçíveis no interior das habitações, podendo não ser identificadas como sendo de um sismo.
IV	Medíocre	Claramente perçível no interior de habitações.
V	Forte	Claramente sentido no exterior. A população acorda e no interior das habitações dá-se queda de objetos soltos.
VI	Bastante forte	Imediatamente identificado. Deslocação de móveis e queda de muitos objetos assim como estuque e fendilhação de alvenarias de má qualidade.
VII	Muito forte	Dificuldade em permanecer de pé. Em alvenarias de má qualidade existem graves danos. Danos ligeiros em alvenarias de boa qualidade. Caem chaminés e soltam-se telhas. Verificam-se desprendimentos de terras pontuais.
VIII	Ruinoso	A condução de automóveis é afetada. Colapsos parciais em edifícios de má qualidade. Início da fendilhação da alvenaria de boa qualidade. Edifícios sismo-resistentes com danos muito diminutos. Verificam-se fendas no chão e encostas.
IX	Desastroso	Instala-se o pânico generalizado. Danos consideráveis em edifícios correntes. Alguns danos em edifícios com boa construção.
X	Destruidor	Grande parte dos edifícios de alvenaria são destruídos, edifícios com estrutura resistente e ligeiros de madeira também. Estruturas especiais (pontes, barragens, diques, etc.) são afetadas. Verificam-se grandes desprendimentos de terras.
XI	Catastrófico	Grande deformação das vias férreas. Canalizações subterrâneas totalmente destruídas.
XII	Mudança na topografia	Destruição generalizada das estruturas. Dá-se alteração da topografia local e as linhas de horizonte são modificadas.

É ainda de referir que a escala de Mercalli Modificada, representada no Quadro 7, resulta de uma modificação efetuada por Wood e Neumann à escala original desenvolvida por Giuseppe Mercalli [Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004].

IV.1.3. Escala Macrossísmica Europeia

A escala macrossísmica europeia (EMS-98) tem como objetivo a unificação da classificação do sismo em território europeu. A intensidade representada até ao grau IX provém de dados recolhidos após a ocorrência de um conjunto de sismos, que se enquadram nos seguintes três conjuntos de dados observados [Lopes, M.; 2008]:

- i. Forma como as pessoas sentem o abalo;
- ii. Efeito dos sismos em objetos e nos solos;
- iii. Efeito dos sismos nas construções.

No que diz respeito aos três últimos graus de intensidade é bastante para a classificação do solo o terceiro parâmetro: efeito do sismo nas construções. A utilização desta escala requer a análise de acordo com três fases, como se ilustra na figura 24, correspondendo a cada fase um dos três quadros que compõem na sua generalidade a escala macrossísmica.

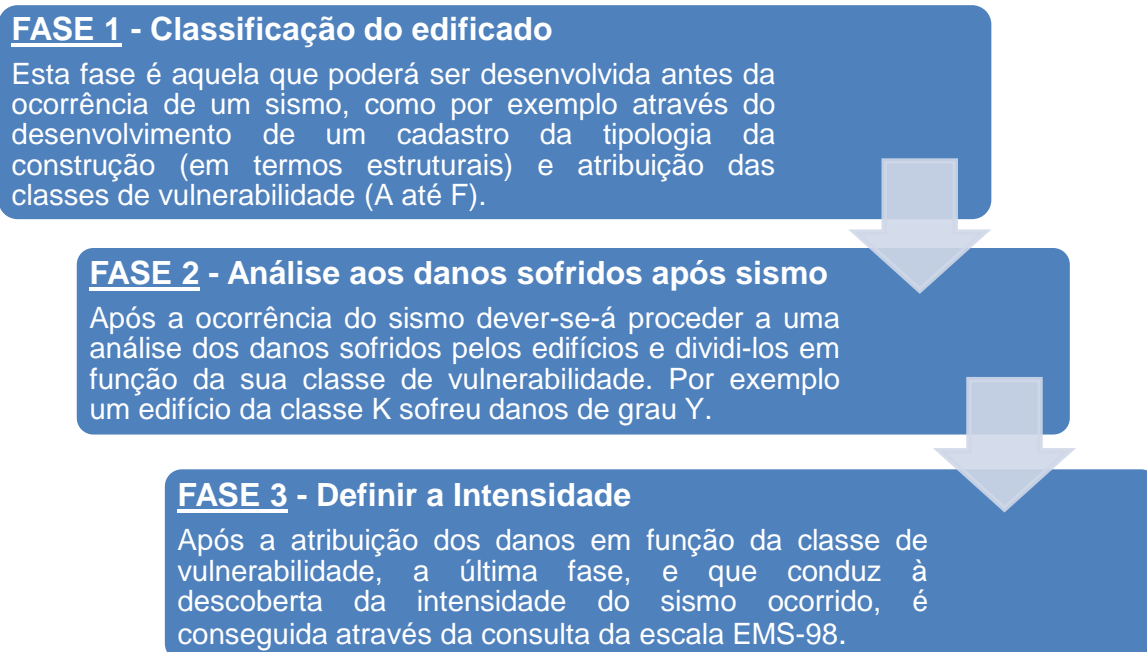


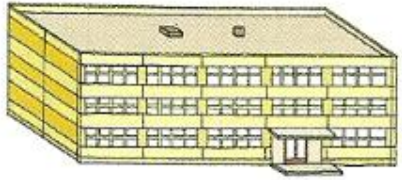
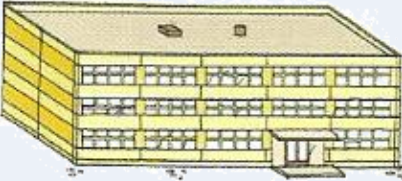



Figura 24 – Fases para aplicação da EMS-98.

O quadro correspondente à primeira fase é o da classificação das estruturas (em função do seu material estrutural) em seis classes de vulnerabilidade, desde a mais vulnerável (classe A) até à menos vulnerável (classe F), representada no quadro 8. O quadro referente à fase 2 diz respeito à escala de classificação dos danos para o cálculo das intensidades (quadro 9). Este quadro tem como objetivo classificar os danos sofridos pelas estruturas (alvenaria ou BA) em função e cinco graus, ou seja, como é referido por [Lopes, M.; 2008], esta escala pondera de forma mais detalhada o tipo de construções em que são verificados os estragos.

Quadro 8 – Classes de vulnerabilidade pela EMS-98. [Lopes, M; 2008]

Tipo de estrutura	Classes de vulnerabilidade					
	A	B	C	D	E	F
Alvenaria de pedra irregular solta	○					
Adobe	○—					
Alvenaria de pedra (aparelhada)○					
Pedra aparelhada (monumentos)		—○.....				
Alvenaria não reforçada de tijolos e blocos de betão○.....					
Alvenaria não reforçada com placa		—○.....				
Alvenaria reforçada ou confinada		○—			
Pórtico de B.A. sem dimensionamento sismo-resistente—○.....					
Pórtico de B.A com dimensionamento sismo-resistente moderado	—○—				
Pórtico de B.A. com dimensionamento sismo-resistente elevado		—○.....			
Paredes de B.A. sem dimensionamento sismo-resistente	○—				
Paredes com dimensionamento sismo-resistente moderado		○—			
Paredes com dimensionamento sismo-resistente elevado			○—		
Estruturas metálicas		—○—			
Estruturas em madeira	—○—				

Quadro 9 – Classificação de danos para estruturas de betão armado [Lopes, M.; 2008]

Grau	Descrição	Ilustração
1	Sem dano estrutural, ou dano não estrutural leve	
2	Dano estrutural leve, ou dano não estrutural moderado	
3	Dano estrutural moderado, ou dano não estrutural severo	
4	Dano estrutural severo, ou dano não estrutural muito severo	
5	Destruição. Dano estrutural muito severo.	

O último dos quadros existentes (fase 3) é referente à própria EMS-98, que armazena e compõe a informação vinda dos outros dois quadros e atribui, em função dos danos sofridos por um edifício de uma dada classe, a intensidade do sismo, representado pelo quadro 10.

Quadro 10 – Escala de intensidades pela EMS-98. (Adaptado de [Lopes, M; 2008])

Grau	Item	Descrição
I Não sentido	i	Não foi sentido, mesmo nas condições mais favoráveis.
	ii	Sem efeitos.
	iii	Sem danos.
II Apenas sentido	i	O sismo foi sentido em casos isolados (<1%) entre os indivíduos em repouso e em posição especialmente recetiva dentro de um edifício.
	ii	Sem efeitos.
	iii	Sem danos.
III Fraco	i	O sismo é sentido no interior de edifícios, por poucos indivíduos. Pessoas em repouso sentem uma oscilação ou um tremor leve.
	ii	Objetos suspensos oscilam ligeiramente.
	iii	Sem danos.
IV Observado Amplamente	i	O sismo é sentido no interior do edifício por muitos, e no exterior por algumas pessoas. Algumas pessoas acordam. O nível de vibração não é assustador, sendo a vibração moderada. Os observadores sentem um leve tremor e oscilação do edifício, quarto, cama, cadeira, etc.
	ii	Louças e vidros tilintam. Janelas e portas batem. Objetos suspensos oscilam. Móveis leves vibram, em alguns casos de modo visível. Algumas peças de madeira rangem.
	iii	Sem danos.
V Forte	i	O sismo é sentido pela maioria das pessoas no interior e por poucas no exterior. Algumas pessoas assustam-se e correm para o exterior. A maioria das pessoas adormecidas acorda. Os observadores sentem uma forte vibração ou balanço do edifício no seu conjunto, quarto ou mobília.
	ii	Objetos suspensos oscilam consideravelmente. Louças e vidros batem entre si ruidosamente. Objetos pequenos, em equilíbrio instável ou parcialmente apoiados podem deslocar-se ou cair. Portas e janelas abrem-se ou fecham. Em alguns casos as vidraças das janelas quebram-se. Os líquidos oscilam e podem entronar-se de recipientes cheios. Os animais no interior das casas poderão inquietar-se.
	iii	Dano de grau 1 em alguns edifícios das classes de vulnerabilidade A e B.
VI Com danos leves	i	O sismo é sentido pela maioria no exterior dos edifícios e por muitos no interior. Algumas pessoas perdem o equilíbrio e algumas correm assustadas para o exterior.
	ii	Pequenos objetos de estabilidade vulgar podem cair, e peças de mobília podem deslocar-se. Alguns pratos e copos podem partir-se. Os animais de quintas podem assustar-se.
	iii	Danos do tipo 1 em muitos edifícios da classe de vulnerabilidade A e B. Poucos edifícios dessas classes sofrem danos de grau 2. Poucos da classe C sofrem danos de grau 1.

(continuação do quadro 10)

VII Com danos	i	A maioria das pessoas assusta-se e tenta correr para o exterior dos edifícios. Muitos têm dificuldade em permanecer de pé, especialmente em pisos elevados
	ii	A mobília desloca-se, e peças de mobília instável podem tombar. Objetos caem de prateleiras em grande quantidade. A água salpica para fora dos recipientes, tanques ou piscinas.
	iii	Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade A sofrem danos de grau 3 e alguns de grau 4. Muitos edifícios de classe B sofrem danos de grau 2 e poucos de grau 3. Alguns edifícios da classe C sofrem danos de grau 2 e alguns de classe D sofrem danos de grau 1.
VIII Com danos severos	i	Muitos têm dificuldade em manter-se de pé, mesmo no exterior.
	ii	A mobília pode tombar. Objetos como TV's ou máquinas de escrever caem ao chão. Lápides funerárias podem deslocar-se ou tombar. Podem ver-se ondas em solos muito brandos.
	iii	Muitos edifícios da classe de vulnerabilidade A sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe B sofrem danos de grau 3 e alguns 4. Muitos edifícios da classe C sofrem danos de grau 2 e alguns grau 3. Dano de grau 2 é visível em poucos edifícios da classe de vulnerabilidade D.
IX Destrutivo	i	Pânico geral. As pessoas podem cair bruscamente no chão.
	ii	Muitos monumentos e colunas caem ou ficam torcidos. São visíveis ondas em solos brandos.
	iii	São muitos os edifícios de classe A que sofrem danos de grau 5. Muitos da classe B sofrem danos de grau 4 e alguns atingem o grau 5. Muitos edifícios de classe C sofrem danos de grau 3 e alguns chegam a atingir danos de grau 4. Muitos edifícios da classe de vulnerabilidade D sofrem danos de grau 2 e alguns edifícios sofrem anos de grau 3. Poucos edifícios de classe E sofrem danos de grau 2.
X Muito destrutivo	iii	A maioria dos edifícios de classe A sofrem danos de grau 5.. Muitos edifícios de classe B sofrem danos de grau 5. Muitos edifícios de classe C sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe D sofrem atingem danos de grau 3 e alguns chegam a grau 4. Muitos edifícios de classe E sofrem danos de grau 2, chegando alguns até grau 3. Alguns edifícios de classe F sofrem danos de grau 2.
XI Devastador	iii	A maioria dos edifícios de classe B sofre danos de grau 5. Muitos edifícios de classe C sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe D sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade E sofrem danos de grau 3 e alguns atingem grau 4. Alguns edifícios de classe de vulnerabilidade F sofrem danos de grau 2 e alguns de grau 3.
XII Totalmente devastador	iii	Todos os edifícios de classe A e B e praticamente todos de classe C ficam destruídos. A maioria dos edifícios das classes D, E e F ficam destruídos. Os efeitos dos sismos alcançam os máximos níveis concebíveis.

IV.2. ATIVIDADE SÍSMICA EM TERRITÓRIO NACIONAL

Os sismos observados em território português têm como origem as falhas delimitadas pelas placas Euro-asiática, Africana e Americana, cujas massas se encontram em colisão. A fratura que se desenvolve desde os Açores até além do estreito de Gibraltar (correspondente ao encontro das placas Euro-asiática e Africana) é associada aos sismos ocorridos em Portugal, sendo que algumas ramificações dessa mesma zona prolongam-se para o interior de Portugal continental (e Europa) através de diversas falhas. A estas ramificações estão associados os sismos com epicentro em terra, sendo exemplo disso o sismo de 1909 em Benavente. O arquipélago dos Açores vê a sua atividade sísmica ser originada não só pelo contacto entre as placas já anteriormente referidas, mas também devido à atividade vulcânica [Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004].

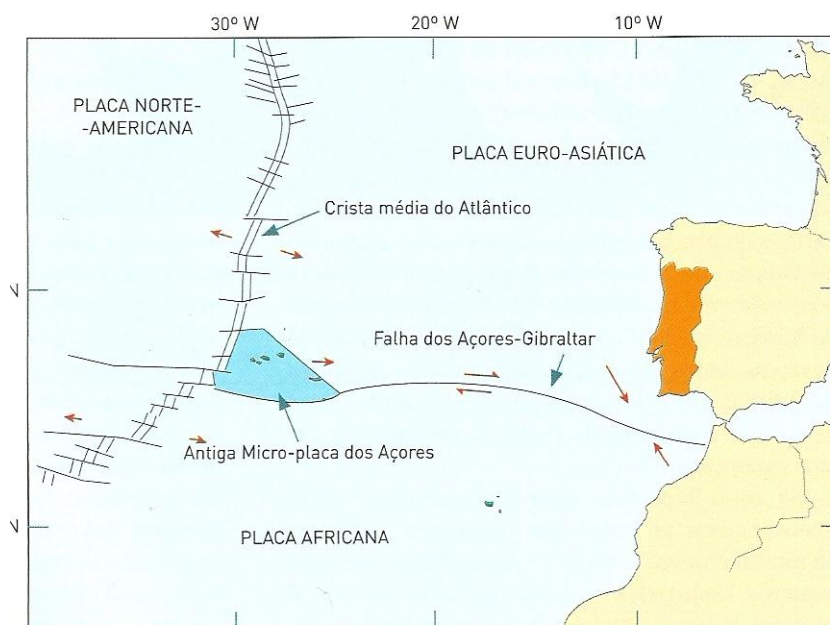


Figura 25 – Placas tectónicas que originam os sismos em território português. [Lopes, M.; 2008]

Tal como consta em [Matos, V.; 2001] existe referência a sismos históricos que abalaram Portugal desde o século XIV, nomeadamente a cidade de Lisboa, como é exemplo o sismo ocorrido em 1344 cujos danos se verificaram em igrejas e inúmeras vítimas e cuja magnitude foi de 6,5. De acordo com a mesma referência com magnitude igual ao sismo de 1755 apenas se encontra o sismo ocorrido em 1941 ($M=8,5$), contudo sentido com uma menor intensidade que o sismo de 1755 (V e IX, respetivamente).

Quadro 11 – Principais sismos ocorridos desde o século XIV [Matos, V.; 2001]

Data	Epicentro provável Magnitude	Int. Máx. observ. em Lisboa	Descrição dos Danos	Área danificada
1344 Julho-Agosto	30 Km a NE de Lisboa (M=6,5)	VII a VIII	Casas e igrejas danificadas. Numerosas vítimas	Lisboa e arredores
1356 24 de Agosto	200 a 300 Km de Lisboa, possivelmente na zona de Gorringe (M=7,5)	VII a VIII	Casas e igrejas danificadas. Muitas vítimas	Algarve, Espanha, Lisboa e arredores
1512 28 de Janeiro	Área de Lisboa (M=5 a 6)	VII	2000 mortos	Lisboa
1531 26 de Janeiro	10 a 20 Km de Lisboa, provavelmente relacionado com a falha do Baixo Tejo (M=6,0)	VII a IX	Danos muito elevados em casas e igrejas. Número reduzido de vítimas devido aos sinais premonitórios	Lisboa e arredores num raio de 50 Km, em torno da zona de Benavente, V. F. Xira, etc.
1597 26 de Janeiro	Área de Lisboa (M=5,0)	VII	110 casas ao longo de três ruas, arrastadas pelo escorregamento de terras	Zona ocidental de Lisboa
1755 1 de Novembro	150 a 200 Km SW de Lisboa, provavelmente na zona de Gorringe (M=8,5)	IX (VI a IX dentro da cidade)	Grande destruição em casas e igrejas. 3 a 7% de mortos, 20% de feridos.	Sentido com danos importantes na zona litoral do Algarve a Lisboa, sentido em Espanha e Marrocos
1909 23 de Abril	30 Km NE de Lisboa, na zona de Benavente (M=5,5 a 6,0)	VI	Alguns danos em chaminés	Sentido com danos importantes num raio de 10 Km em torno de Benavente
1941 25 de Novembro	100 Km W de Lisboa, na fratura Açores-Gibraltar (M=8,5)	V	Apenas sentido	Sentido em todo o litoral da costa portuguesa e atenuando rapidamente de intensidade para o interior
1969 28 de Fevereiro	250 Km SW de Lisboa, na zona de Gorringe (M=7,3)	VI	Alguns danos em chaminés de alvenaria, danos estruturais ligeiros em edifícios de alvenaria	Algarve e Lisboa

Os sismos ocorridos em Portugal são, essencialmente, de dois tipos: interplacas e intraplacas, cujas definições e características a considerar no projeto de estruturas se encontra devidamente regulamentadas quer no RSA quer no EC8. Exemplos dos dois tipos de ação sísmica são os sismos ocorridos em 1755 (interplacas) e o sismo de Benavente (intraplacas), ambos com registos históricos e fotográficos (gravuras) que representam os seus efeitos. Relativamente ao sismo de 1755 existem ainda algumas incertezas quanto à sua magnitude: há casos que é atribuída a magnitude 8,5 [Matos, V.; 2001] e outros onde é referido que este tenha atingido os 9,0 [Oliveira, C.; 2003].



Figura 26 – Gravura alusiva ao Sismo de 1755 [Santos, M.; 2008]

O sismo de 1755 deixou marcas em vários pontos da Europa e Norte de África, como por exemplo (e além de Portugal) Espanha, Marrocos, França, Suíça e Norte de Itália. No que diz respeito ao nosso país, e pese embora este tenha deixado registos também no Algarve e litoral, Lisboa é a cidade que tem mais relatos e registos das consequências do terramoto. São exemplo, como aliás é observável na Figura 26, a destruição de grande parte da cidade, incêndios e sobretudo o *tsunami* que “chegou” à capital cerca de 30 minutos após o primeiro abalo. O facto da população após o sismo ter corrido para junto do rio procurando locais mais seguros fez subir o número de vítimas pois ficaram mais expostos à onda gigante que atingiu os 10 metros em Lisboa e cerca de 30 no Algarve [Oliveira, C.; 2003]. Pela mesma autora, este evento marcou o início da engenharia sísmica em Portugal com o aparecimento das já referidas construções pombalinas com características antissísmicas.

Por seu lado, o sismo ocorrido em Benavente a 23 de Abril de 1909, com 10s de duração destruiu praticamente toda a vila provocando a morte de muitas das pessoas presentes. A destruição foi ainda maior devido aos ensinamentos ganhos com o evento de 1755 terem sido já esquecidos, ou seja, a construção assistiu a um declínio da sua qualidade, nomeadamente no que respeita à construção antissísmica [Oliveira, C.; 2003]. De acordo com [MMB; s.d.] cerca de 40% das habitações ficaram inabitáveis e outros 40% completamente destruídas.



Figura 27 – Destruição de edifícios na Vila de Benavente, 1909 [MMB, s.d.]

De acordo com [Rêlo, R; 2009], o sismo de origem interplacas caracteriza-se por lhe estar associada uma elevada magnitude e longa duração, cujas frequências predominantes são baixas. Já os sismos intraplacas são sismos cuja magnitude é moderada (não superior a 5,5) com menor duração e predominância de frequências mais elevadas que um sismo interplacas.

A definição de cada um dos sismos referidos encontra-se trocada nos dois regulamentos (RSA e EC8), conforme se apresenta no quadro seguinte.

Quadro 12 – Definição dos sismos pelos regulamentos

Designação	Regulamentação pelo RSA	Regulamentação pelo EC8
Sismo Interplacas (Afastado)	Sismo tipo 2	Sismo tipo 1
Sismo Intraplacas (Próximo)	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2

IV.3. REGULAMENTAÇÃO NACIONAL

Existem essencialmente dois regulamentos que abrangem o território português no que concerne à definição da ação sísmica a nível de projeto, sob forma de esta ser considerada nas construções que tenham lugar em Portugal. Pese embora a existência ainda dos dois regulamentos apenas um deles se encontra efetivamente em vigor em Portugal – o RSA. O EC8 desenhado a nível europeu, ainda que com particularidades para cada país, espera-se que seja adotado como lei nos próximos anos.

IV.3.1. Regulamento de Segurança e Ações (RSA)

À luz do RSA, Portugal encontra-se dividido em quatro zonas sísmicas, conforme a imagem seguinte, sendo que as ilhas pertencem à zona A (à exceção das ilhas de Flores e Corvo assim como o arquipélago da Madeira que pertencem à zona B) [Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004]. Da classificação efetuada pelo referido regulamento (quatro zonas) a zona A é aquela em que o risco sísmico é maior, decrescendo o risco até à zona D. Importa ainda referir que o mesmo regulamento preconiza duas ações sísmicas: tipo 1 (sismo próximo) e sismo tipo 2 (afastado). A consideração de mais que uma ação sísmica tem como objetivo conter a variabilidade da duração e conteúdo em frequências dos sismos que poderão ocorrer numa dada zona [Sampaio, P.; Martins, J.; 2006].

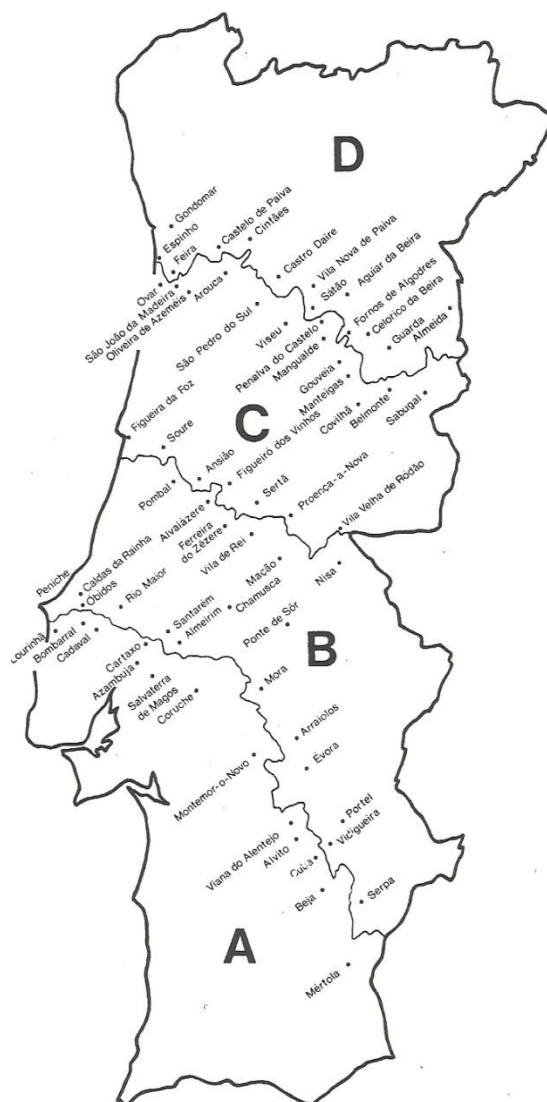


Figura 28 – Zonamento Sísmico pelo RSA [Carvalho, E.; Oliveira, C.; 2004]

A ação sísmica prescrita no RSA corresponde à consideração de um período de retorno de 975 anos [Lopes, M; 2008] (probabilidade de excedência de 5% em 50 anos). De acordo com o regulamento e sendo este tipo de ação considerada variável, será afetada de 1,50 como fator de segurança para o dimensionamento o que comparativamente com o EC8 corresponde a 3000 anos de retorno. De acordo com o RSA a ação sísmica de tipo 1 (ou seja, intraplacas) possui valores de aceleração maiores para as frequências mais altas, enquanto na ação sísmica de tipo 2 (interplacas) são definidas acelerações maiores para frequências mais baixas. Tal deve-se às características próprias de cada uma das ações, como por exemplo a distância focal [Oliveira, C.; 2003]. Os tipos de solo definidos pelo RSA são apenas três, sendo que solos mais rígidos tendem a transmitir maiores valores de aceleração à estrutura, tal como [Oliveira, C.; 2003] referencia.

Quadro 13 – Tipos de solos pelo RSA. [RSA; 1983]

Tipo de solo	Descrição
I	Rochas e solos coerentes rijos
II	Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média Solos incoerentes compactos
III	Solos coerentes moles Solos incoerentes soltos

O regulamento prevê, para a determinação dos efeitos da ação sísmica, a aplicação de vários métodos, entre os quais métodos de avaliação estática e dinâmica [Sampaio, P.; Martins, J.; 2006].

IV.3.2. Eurocódigo 8 (NP EN 1998)

O Eurocódigo8, que se pretende que no futuro seja implementado como regulamento, preconiza dois tipos de ação sísmica, tal como o RSA: o sismo afastado (sismo tipo 1) e o sismo próximo (correspondente ao sismo tipo 2). Neste regulamento, e ao contrário do que acontece com o RSA o zonamento sísmico é efetuado de acordo com o tipo de ação sísmica estudada, tendo-se de acordo com o anexo nacional (AN) no Eurocódigo8 (EC8) a seguinte divisão do território nacional (no arquipélago da Madeira apenas se considera sismo tipo 1 e nos Açores apenas sismo tipo 2):

- Sismo Tipo 1 (afastado)

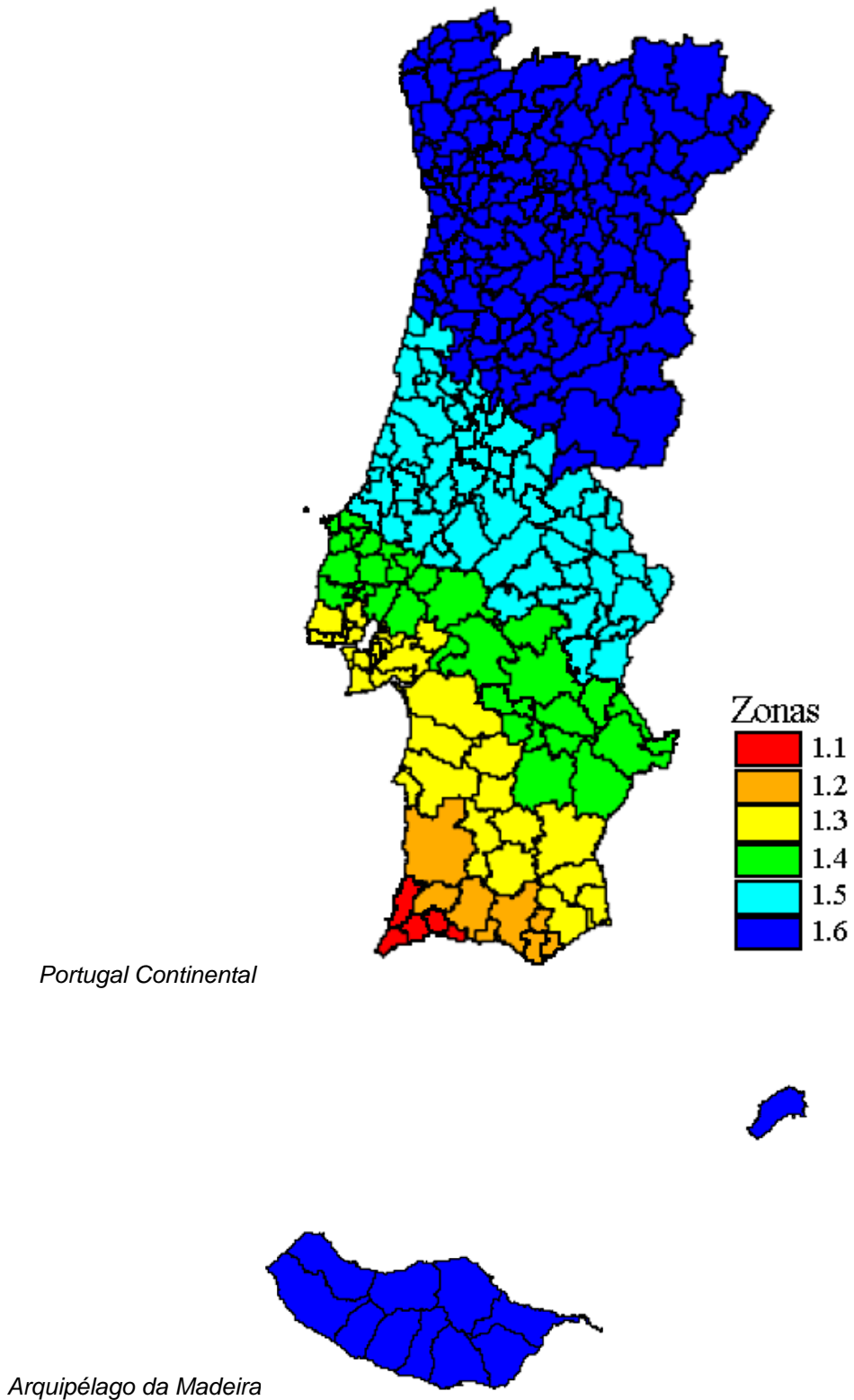


Figura 29 – Zonamento sísmico pelo EC8: Sismo tipo 1 (Madeira e Portugal Continental).
[NP EN 1998-1; 2010]

- Sismo Tipo 2 (próximo)

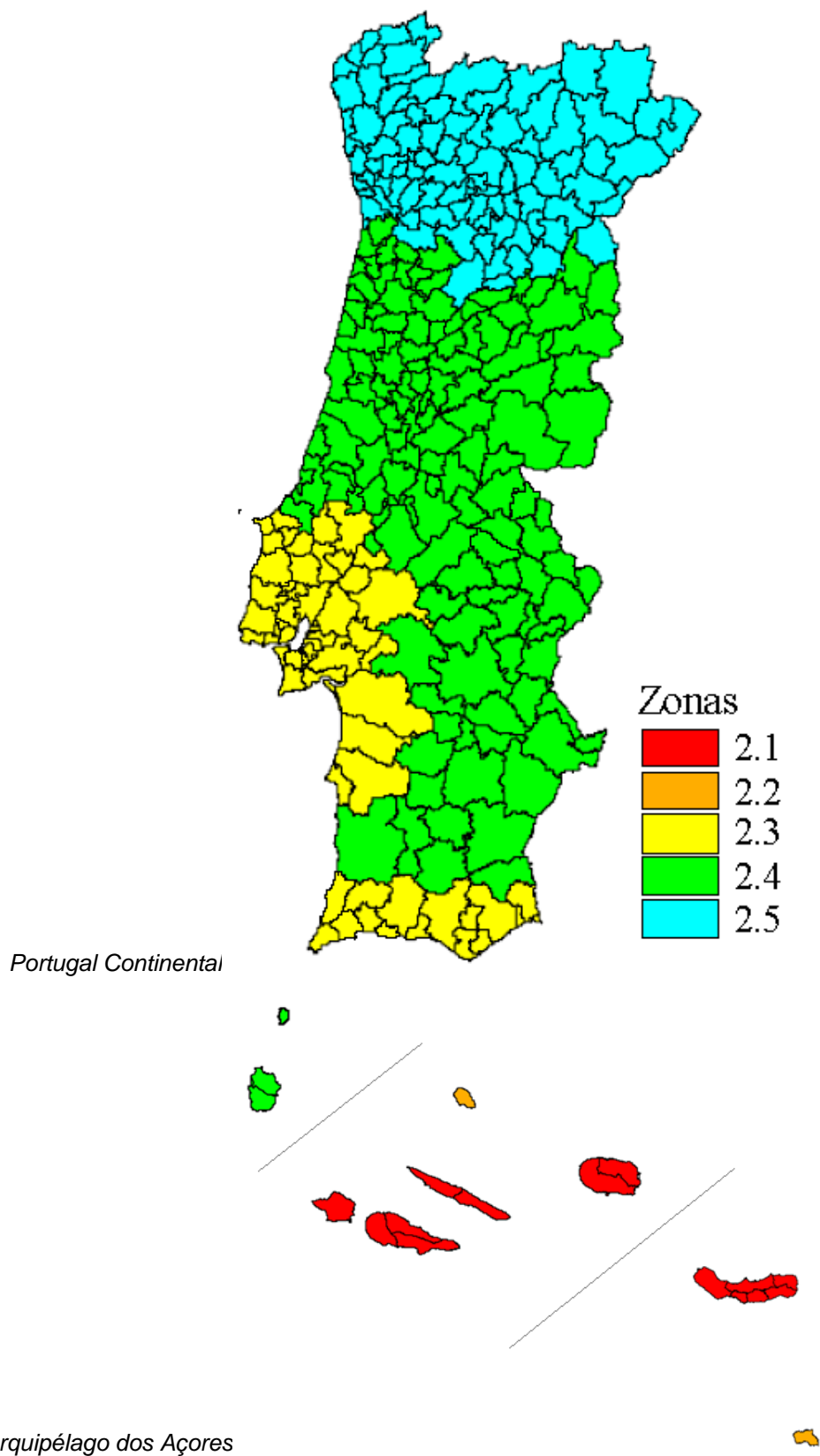


Figura 30 – Zonamento sísmico pelo EC8: Sismo tipo 2 (Açores e Portugal continental).
[NP EN 1998-1; 2010]

O EC8 define sete tipos de terreno a considerar (Quadro 14) que, de acordo com o regulamento, têm como objetivo ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica. Estes tipos de terreno são descritos de acordo com os perfis estratigráficos e respetivos parâmetros que lhes estão associados como sendo a velocidade de propagação das ondas de corte, número de pancadas resultantes do ensaio de penetração dinâmica ou ainda a resistência não drenada ao corte (c_u (kPa)). Pese embora a existência de três condições de classificação dos solos, o referido regulamento refere que desde que haja disponível a velocidade média das ondas e corte ($v_{s,30}$) deverá ser esse o critério de seleção, sendo a velocidade dada pela Equação 1.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{v_i}} \quad \text{Equação 1}$$

Sendo:

h_i – Espessura da camada (metros);

v_i – Velocidade das ondas de corte (conforme indicado no EC8)

A imposição de quatro classes de importância no EC8 (Quadro 15) prende-se com a classificação das estruturas em função das consequências que o seu colapso representaria em termos de vidas humanas assim como a sua importância para segurança pública imediatamente após o cenário sísmico. Tais classes de importância têm também em conta as consequências sociais e económicas resultantes das perdas de cada tipo de edifício. A cada classe de importância corresponde um coeficiente de importância que tem como objetivo influenciar o espectro de resposta para a sua adaptação a um sismo mais gravoso no caso de classes de importância mais elevadas, resultando na prática pela multiplicação da ação sísmica de referência (475 anos) pelo respetivo coeficiente de importância.

Quadro 14 – Classificação de solos pelo EC8. [NP EN 1998-1; 2010]

Tipo de Terreno	Descrição do perfil	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas / 30cm)	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m de matéria mais fraco à superfície.	>800	-	-
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 a 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos e areia compacta ou mediamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 a 360	15 – 50	70 a 250
D	Depósito de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole e dura.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5m e 20m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor em água.	< 100 (indicativo)	-	10 a 20
S ₂	Depósito de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A até E ou S ₁ .			

Quadro 15 – Descrição das classes de importância pelo EC8. [NP EN 1998-1; 2010]

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

O EC8 prescreve como referência para o período de retorno sejam 475 anos, correspondendo na prática a uma probabilidade de excedência da ação sísmica considerada de 10% em cada 50 anos. A afetação de uma estrutura por parte de um coeficiente de importância superior a 1,00 aumentará a aceleração à superfície ($a_g = \gamma_I \times a_{gR}$) o que se traduz no imediato aumento do período de retorno associado ao sismo, correspondendo a um sismo com maiores acelerações (em que a_{gR} representa a aceleração máxima à superfície).

Quadro 16 – Coeficientes de Importância. [NP EN 1998-1; 2010]

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,60	0,80	0,80
II	1,00	1,00	1,00
III	1,60	1,30	1,20
IV	2,10	1,60	1,40

III.2.2.1 – Espectros de Resposta

Para ambos os tipos de sismo definidos no EC8, a ação sísmica é representada por meio de espectros de resposta elásticos que têm conta aspetos como: condições geotécnicas, zona sísmica e coeficiente de amortecimento da estrutura.

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

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad \text{Equação 3}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad \text{Equação 4}$$

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

Sendo:

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

T – Período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

a_g – Aceleração de projeto em rocha;

T_B, T_C e T_D – Limites dos ramos espectrais definidos no AN do EC8;

S – Coeficiente de solo definido no AN do EC8;

η – Valor corretivo do amortecimento (igual a 1,00 para amortecimento de 5%, ou dado pela equação 6)

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}}$$

Equação 6

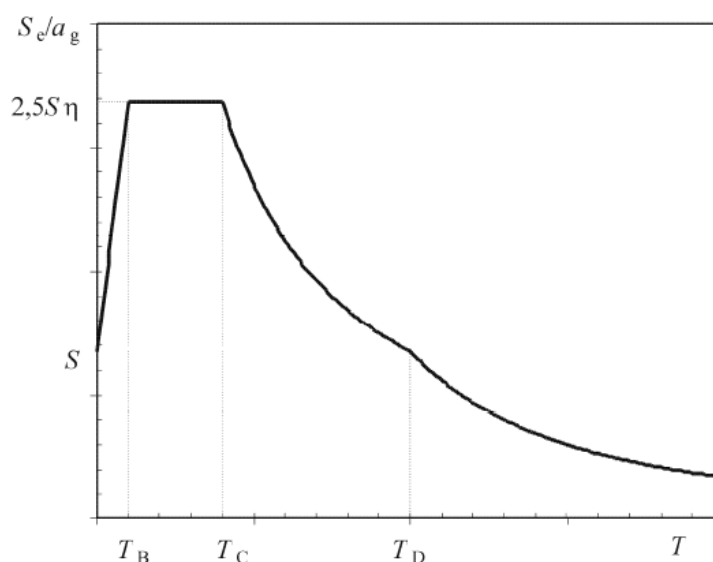


Figura 31 – Aspeto do espectro elástico de acordo com o EC8. [NP EN 1998-1; 2010]

No espectro de resposta existem três importantes patamares que importa referir, sendo eles:

- Patamar entre T_B e T_C – Aceleração constante.
- Patamar entre T_C e T_D – Velocidade constante;
- Patamar acima de T_D – Deslocamentos constantes.

Os parâmetros T_B , T_C , T_D , $S_{máx}$ e assim como a_{gR} são definidos pelo AN do EC8 em função das zonas sísmicas consideradas pelo mesmo regulamento, sendo esses valores dados por:

Quadro 17 – Parâmetros T_B , T_C , T_D e $S_{m\acute{a}x}$ para ação sísmica tipo 1. [NP EN 1998-1; 2010]

Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,60	2,00
B	1,35	0,10	0,60	2,00
C	1,60	0,10	0,60	2,00
D	2,00	0,10	0,80	2,00
E	1,80	0,10	0,60	2,00

Quadro 18 – Parâmetros T_B , T_C , T_D e $S_{m\acute{a}x}$ para ação sísmica tipo 2. [NP EN 1998-1; 2010]

Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,35	0,10	0,25	2,00
C	1,60	0,10	0,25	2,00
D	1,80	0,10	0,30	2,00
E	1,80	0,10	0,25	2,00

Quadro 19 – Aceleração a_{gR} de acordo com o AN do EC8. [NP EN 1998-1; 2010]

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,50	2.1	2,50
1.2	2,00	2.2	2,00
1.3	1,50	2.3	1,70
1.4	1,00	2.4	1,10
1.5	0,60	2.5	0,80
1.6	0,35		

O parâmetro S , de acordo com o NA do EC8 deverá ser obtido em função de $S_{m\acute{a}x}$ (máximo coeficiente de solo admitido) e a aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g em m/s²), conforme a Equação 7 a 9.

$$a_g \leq 1\text{m/s}^2 \rightarrow S = S_{\text{máx}} \quad \text{Equação 7}$$

$$1\text{ m/s}^2 < a_g < 4\text{m/s}^2 \rightarrow S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}} - 1}{3} (a_g - 1) \quad \text{Equação 8}$$

$$a_g \geq 4\text{m/s}^2 \rightarrow S = 1,0 \quad \text{Equação 9}$$

O EC8 define ainda o coeficiente de comportamento como sendo o coeficiente “(...) utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura e que está associado ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projeto”.

A utilização de tal fator prende-se com o facto de devido aos esforços envolvidos, o dimensionamento das estruturas em regime linear não é viável, devendo-se tirar partido do seu comportamento não linear, querendo isto dizer, que se tem em conta a capacidade do material para dissipar a energia que lhe é transmitida pelo sismo.

Para ter estes aspetos em conta o EC8 define o espectro de resposta de projeto que resulta na divisão do espectro elástico pelo coeficiente de comportamento (à exceção do primeiro tramo até T_B), resultando em:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{Equação 10}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad \text{Equação 11}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad \text{Equação 12}$$

$$T_B \leq T \leq 4s: S_e(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad \text{Equação 13}$$

Sendo:

q – Coeficiente de comportamento

β – Valor definido no AN do EC8.

Em suma, este espetro de resposta conduz a menores esforços na estrutura para o seu dimensionamento, uma vez que é tido em consideração o comportamento não linear da mesma.

IV.4. SISMICIDADE NO BARREIRO

De forma a proceder a uma análise da atividade sísmica, mostra-se interessante proceder também a uma comparação da definição dessa mesma ação por cada um dos regulamentos: RSA e EC8.

Partindo do regulamento ainda em vigor em território nacional, o RSA para a definição da ação sísmica, constata-se que o Barreiro se localiza na zona A. De acordo com o AN do EC8, o concelho do Barreiro localiza-se para um cenário de sismo afastado na zona 1.3 e para um cenário de sismo próximo localiza-se na zona 2.3. Estando definido o zonamento sísmico do Barreiro, far-se-á a definição dos respetivos parâmetros necessários, notando que **S** foi determinado pela Equação 8.

Quadro 20 – Parâmetros T_B , T_C , T_D e S para a zona do Barreiro.

Zona Sísmica 1.3					Zona Sísmica 2.3				
Terreno	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	Terreno	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,10	0,60	2,00	A	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,21	0,10	0,60	2,00	B	1,22	0,10	0,25	2,00
C	1,37	0,10	0,60	2,00	C	1,38	0,10	0,25	2,00
D	1,61	0,10	0,80	2,00	D	1,63	0,10	0,30	2,00
E	1,49	0,10	0,60	2,00	E	1,50	0,10	0,25	2,00

O valor da aceleração de pico na rocha para as zonas 1.3 e 2.3 são, respetivamente, 1,50 e 1,70 m/s^2 . A comparação será efetuada tendo em consideração:

- Dois tipos de sismos preconizados nos dois regulamentos;
- Classes de terreno de cada regulamento;
- Zona sísmica em questão.

Deve ter-se em atenção a denominação de solos em cada um dos regulamentos que deve ser tida em conta para que se possa proceder a uma análise correta das acelerações espectrais dos dois regulamentos. Uma outra nota que deve ser considerada é o facto de o coeficiente de comportamento ser considerado no EC8 no espetro de resposta, ao contrário do RSA. Ainda no RSA, o espetro encontra-se majorado por 1,50. O tipo de estrutura (de acordo

com a classe de importância) também afetará o espectro definido com o preconizado no EC8, tal como referido no ponto IV.3.2.

Quadro 21 – Relação da designação de solos RSA/EC8

Tipo de solo – RSA	Tipo de solo - EC8
I	A
II	B e C
III	D e E

Começando por fazer uma análise ao cenário de sismo afastado (Gráfico 3) constata-se que para períodos mais baixos, regra geral associados a estruturas mais rígidas, em todos os tipos de solos o EC8 agrava as acelerações espectrais, sendo esta situação alterada para períodos mais elevados em que o RSA considera maiores valores de acelerações superiores que os considerados pelo EC8, sendo as acelerações do solo tipo D (EC8) apenas superadas pelo RSA em períodos superiores a cerca de 3,20 segundos. É ainda possível observar outra situação. No EC8 as acelerações em função do tipo de solo mantêm sempre a mesma ordem ao longo do período, ou seja, as acelerações para solos tipo A são sempre inferiores aos solos tipo D (por exemplo). No RSA tal situação não se verifica, sendo que os solos menos consistentes têm acelerações espectrais inferiores para períodos até sensivelmente 1 segundo, valor para o qual a situação se inverte conduzindo a acelerações espectrais superiores em solos mais “flexíveis”.

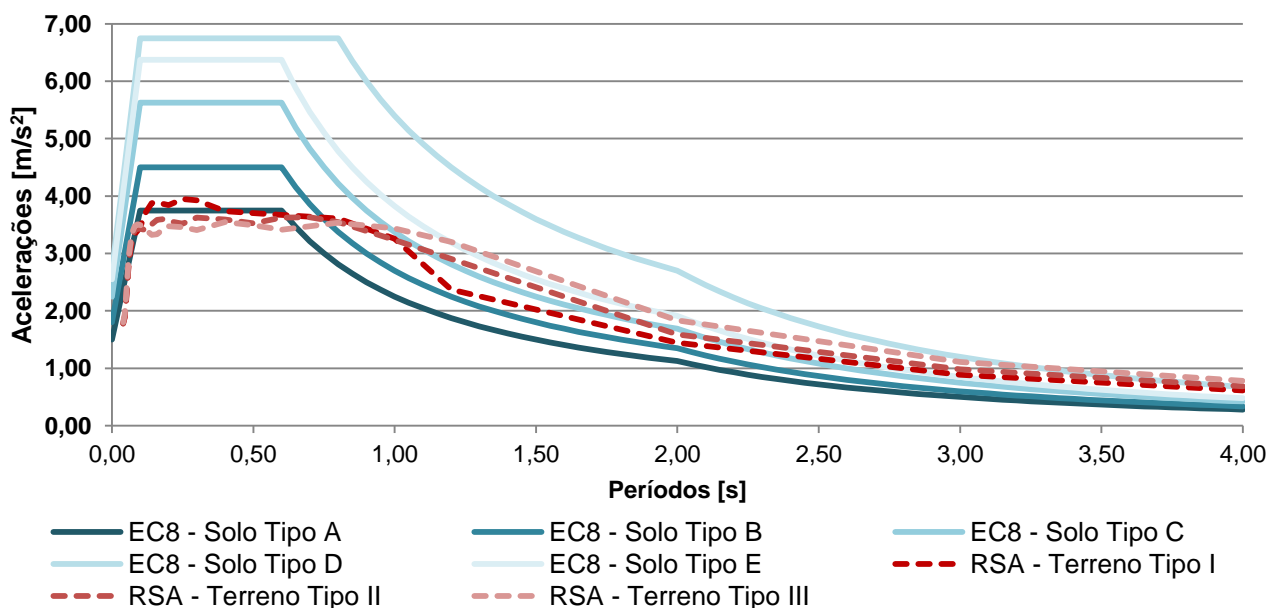


Gráfico 3 – Espectro de Resposta elástico EC8 vs RSA para o Barreiro (sismo afastado)

Sendo o Barreiro um local em que o solo se caracteriza por aluviões e argilas [Costa, P., et al; 2004], identificar-se-ia nos solos tipo II (RSA) e C (EC8). Tal facto conduz de imediato a uma das gamas de maiores acelerações (quando comparado com o outro tipo de solo) o que significa que no dimensionamento de estruturas localizadas no concelho do Barreiro seriam tidas em conta maiores acelerações espectrais, ou seja, maiores esforços de dimensionamento.

Considerando um cenário de ocorrência de sismo próximo (Gráfico 4), verifica-se a existência de acelerações espectrais superiores para os terrenos do tipo rochoso quando a ação sísmica é considerada pelo RSA. Com o decréscimo de qualidade dos terrenos essa situação inverte-se sendo que em certos casos (como por exemplo os solos tipo D e E) as acelerações espectrais são superiores no caso do EC8 quando comparadas com o RSA (terreno tipo III). No Anexo I encontram-se os dados que definiram os espectros estudados.

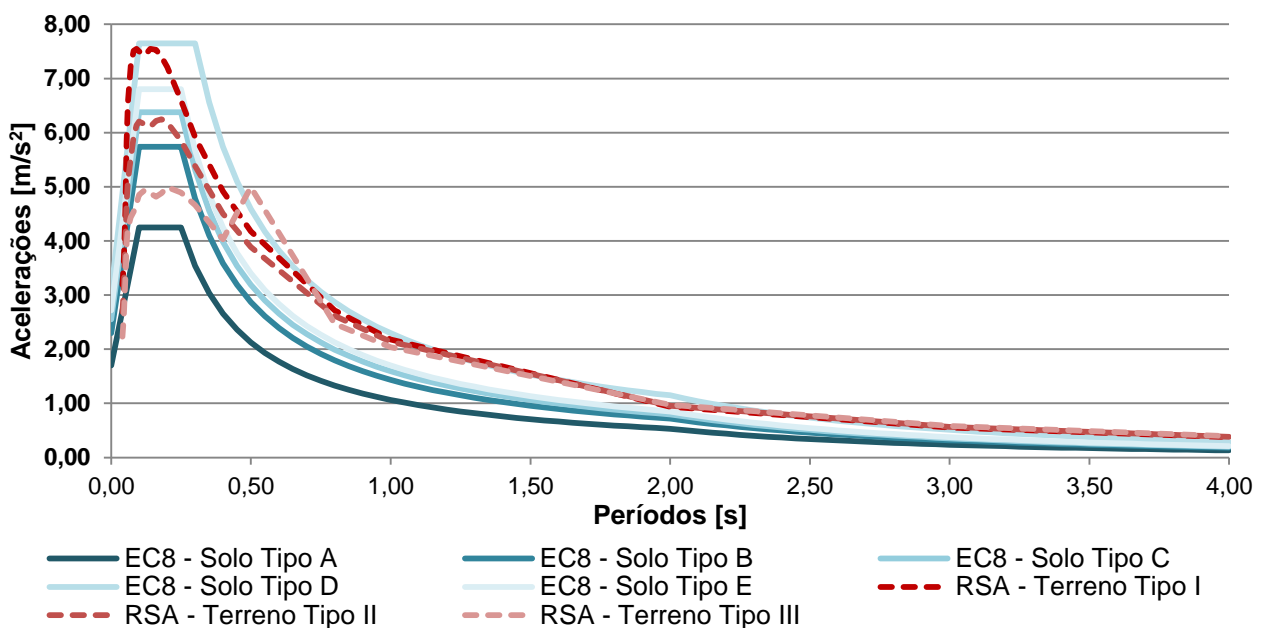


Gráfico 4 – Espectro de Resposta elástico EC8 vs RSA para o Barreiro (sismo próximo).

Para o caso específico do Barreiro e tendo em conta o tipo de solo existente, o dimensionamento de uma estrutura pelo RSA conduz a maiores esforços, contudo há que ter em atenção que para estruturas com frequência própria muito elevada (menores períodos) o EC8 é condicionante em termos de acelerações espectrais.

IV.5. PROJEÇÃO DE CENÁRIOS SÍSMICOS POSSÍVEIS.

Atendendo ao tipo de construção do Barreiro, optou-se por efetuar um estudo em virtude de cenários sísmicos possíveis de ocorrer com a mesma intensidade de alguns dos sismos históricos ocorridos em Portugal, como por exemplo o sismo de 1755 e, mais recentemente o sismo ocorrido em 1969, este último que de acordo com notícias da época resultou:

“Além de algumas fendas maiores ou menores em diversos prédios, o susto que se apoderou da de inúmeras pessoas e o pânico visível em alguns rostos, foram os efeitos mais vincados produzidos por um dos maiores sismos sentidos no nosso país. ”

In Jornal do Barreiro, edição de 06 de Março de 1969

A projeção efetuada assenta em dois vetores essenciais para alcançar o resultado pretendido, nomeadamente, (i) o conhecimento da intensidade que os sismos de 1755 e 1969 tiveram na área da grande Lisboa, e (ii) aplicação da EMS-98 tendo como base o edificado do concelho do Barreiro.

Importa ainda salientar que a projeção é feita tendo como consideração que as intensidades verificadas ao nível da cidade de Lisboa nos sismos históricos, seriam sentidas em igual escala no concelho do Barreiro. Assim, e de acordo com [Matos, V.; 2001], as intensidades verificadas para os sismos de 1755 e 1969 são, respetivamente, IX e VI.

Para a aplicação da projeção na metodologia pretendida é necessário proceder a uma nova distribuição do edificado existente, diferente daquela feita no Capítulo III da presente dissertação. Tal necessidade deve-se ao facto de fazer corresponder as tipologias existentes no terreno (dados dos [Censos; 2001]) com o preconizado no quadro de classes de vulnerabilidade da EMS-98 (quadro 9). Tendo em vista esta divisão, e salientando que os edifícios indicados pelo INE na categoria “Outros” não são contabilizados, consegue-se agrupar os edifícios da forma indicada no quadro 22.

Quadro 22 – Distribuição do edificado classificado pelo INE pela caracterização da EMS-98

Classes EMS-98 Freguesias	Classes INE					
	Parede de adobe, taipa, alvenaria solta	Parede de alvenaria argamassada, sem placa	Parede de alvenaria argamassada, com placa +	Betão armado até 1960	Betão armado até 1985	Betão armado após 1985
	A	B	C	D	E	
Barreiro	58	932	389 + 98	220	69	
Lavradio	18	64	189 + 140	777	159	
Palhais	19	61	336 + 3	5	2	
Santo André	1	110	221 + 118	749	274	
Verderena	11	76	251 + 54	372	29	
Alto do Seixalinho	39	135	361 + 184	726	100	
Santo António da Charneca	206	208	1039 + 24	553	271	
Coina	2	151	144 + 41	204	24	

A EMS-98 prevê a existência de três classes para os edifícios de BA em função do seu dimensionamento sísmico ser inexistente (classe C), moderado (classe D) ou elevado (classe E). Desta forma, foi tido em consideração os regulamentos que consideram a ação sísmica, para efetuar a divisão. Como referido anteriormente o primeiro regulamento que considera a ação sísmica foi publicado em 1958, ou seja, classificaram-se como sendo de dimensionamento sísmico inexistente os edifícios até esse período (em [Censos; 2001] os dados constam até 1960). O segundo grupo é o compreendido entre 1961 e 1985, uma vez que em 1983 foi publicado o RSA que preconiza novas considerações para a ação sísmica. O terceiro grupo são os edifícios após 1985 que consideram as normas prescritas no RSA, o mais recente regulamento em vigor em Portugal que define a ação dos sismos.

Por fim, para finalizar a projeção, deve ser retida a informação da EMS-98 (quadro 10) relativamente aos danos causados para as intensidades VI e IX, recuperada no quadro 23, já adequados para uma escala entre: “Sem danos” até “Colapso”.

Quadro 23 – Danos expectáveis para intensidades VI e IX.

Sismo	Intensidade	Descrição
1969	VI	Edifícios da Classe A e B: Danos leves Edifícios das restantes classes: Sem danos
1755	IX	Edifícios da classe A: Colapso Edifícios da classe B: Danos muito severos Edifícios da classe C: Danos severos Edifícios da Classe D: Danos moderados Edifícios da Classe E: Danos Leves

Tendo em consideração os danos descritos em função das intensidades VI e IX, é possível a construção de um mapa do concelho do Barreiro onde seja referido o resultado da ocorrência dos sismos projetados (figura 32).

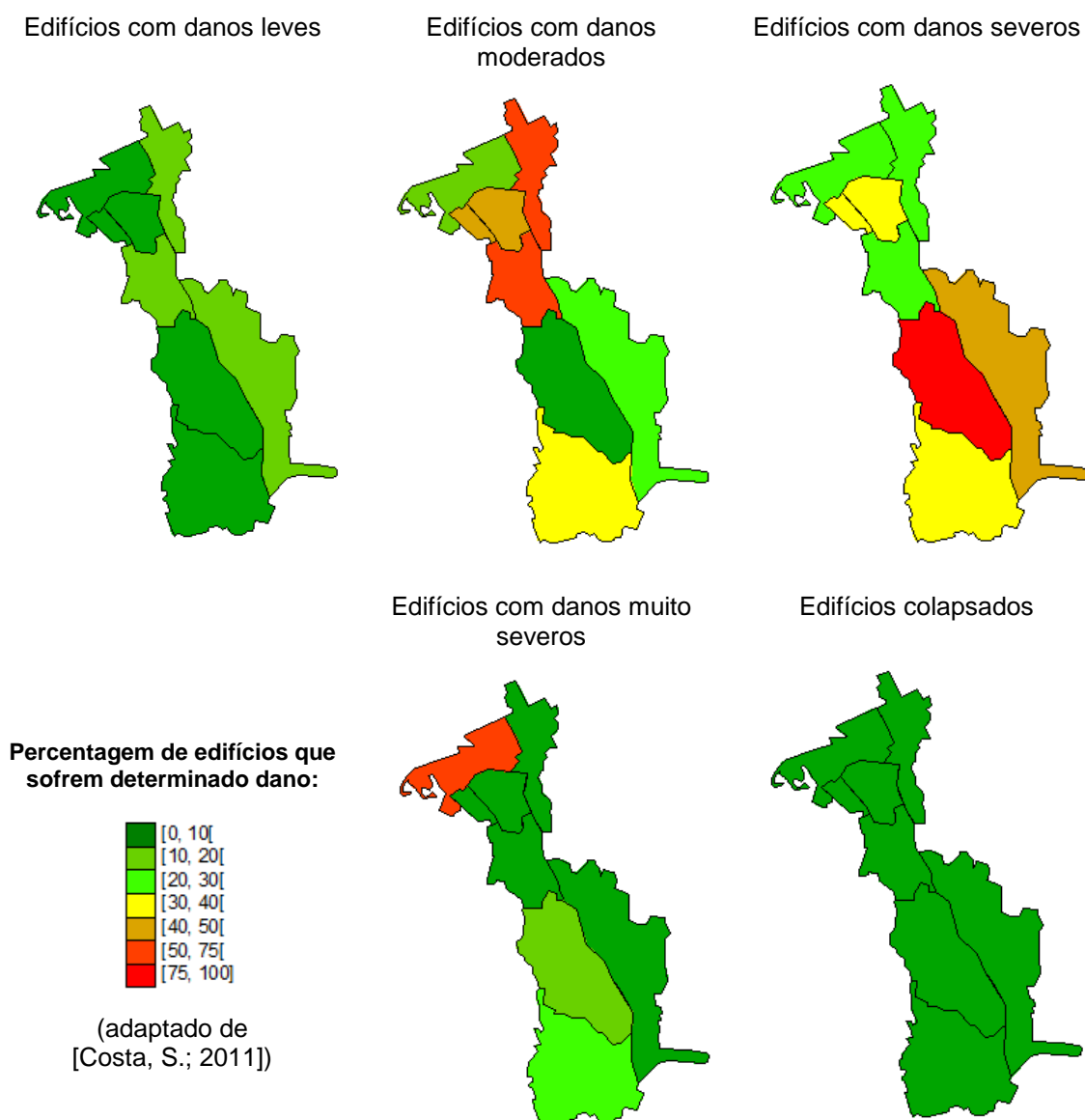


Figura 32 – Projeção das consequências para um sismo com a intensidade do ocorrido em 1755

A razão pela apresentação na figura 32 apenas da projeção para um sismo com a mesma intensidade do de 1755 no Barreiro deve essencialmente a dois fatores:

- i. A intensidade dos sismos varia com o local que está a ser analisado, acrescentando o facto de este sismo ter sido na zona da grande Lisboa, o que maior intensidade registou [Matos, V.; 2001]. Quer isto dizer que foi aquele que maior susto provocou nas populações e também aquele que teve maiores repercussões ao nível dos danos nas estruturas dos edifícios; e
- ii. Pese embora a intensidade não seja constante no mesmo sismo, isso não acontece com a magnitude. Dos sismos históricos referidos por [Matos, V.; 2001] o sismo de 1755 foi também o que maior magnitude registou (8,5 valores), reforçando assim a importância histórica deste sismo na região em análise (Barreiro).

Importa igualmente salientar, antes de proceder a uma análise da projeção, que a metodologia aplicada não tem em conta alguns fatores não menos importantes, tais como o estado de conservação dos edifícios.

V. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

Existem diversos estudos acerca da vulnerabilidade sísmica de aplicados a estruturas que se revelam importantes não só a nível nacional – como por exemplo o estudo desenvolvido por [Albuquerque, P.; 2008] ao Hospital de Santa Maria – como algumas estruturas de âmbito mais local, como são exemplo disso os estudos relativos à cidade de Coimbra ([Romeu, V.; e al; 2009]), à cidade de Aveiro ([Ferreira, C.; 2008]) e, entre outros, unidades de saúde de âmbito local ([Costa, R.; 2010]).

Da mesma forma que existem estudos sobre várias estruturas, não existe também uma única metodologia de avaliação da vulnerabilidade. Assim, e pese embora se tenha optado pela metodologia japonesa pela sua simplicidade, descrevem-se também algumas das existentes.

V.1. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

Como forma de avaliar a segurança sísmica das construções existentes existe já um conjunto de regulamentos/nomas com esse mesmo objetivo. As metodologias mais importantes são [Costa, R.; 2010]:

- Normas Neozelandesas;
- Normas dos Estados Unidos da América (EUA);
- Normas Europeias (Parte 3 da NP EN 1998);
- Normas Japonesas

V.1.1. Normas Neozelandesas

A Sociedade Nacional da Nova Zelândia de Engenharia Sísmica lançou em 1996 as linhas orientadoras da avaliação sísmica das estruturas. A sua edição de 2006 estabelece dois níveis de avaliação da vulnerabilidade [Gonzalez, J.; 2008]: i) o primeiro centra-se na avaliação inicial, com o objetivo de identificar os edifícios de alto risco; e ii) avaliação detalhada.

O segundo nível consiste na adoção de um dos processos disponíveis, e efetuados com base no deslocamento ou com base na força. O procedimento detalhado permite assim que o avaliador meça com maior precisão a capacidade do edifício, realizada em função das exigências face ao sismo e das capacidades resistentes da estrutura. O risco do edifício, definido com base na relação, em percentagem, entre as necessidades e as capacidades, é atribuído da seguinte forma [Gonzalez, J.; 2008]:

- Edifícios novos – Não são atingíveis Estados Limites Últimos (ELU) menores que 100% dos preconizados no projeto sísmico;
- Edifícios Existentes – Baixo Risco se se atingem os ELU a mais de 67% dos considerados no projeto sísmico;
- Edifícios Existentes – Risco Médio caso se atinjam os ELU para valores de 33 a 67% do preconizado no projeto sísmico;
- Edifícios Existentes – Risco Elevado para os casos em que os ELU são atingidos a menos de 33% dos considerados em projeto.

A definição dos ELU e a sua consideração é, tal como se faz referência em [Gonzalez, J.; 2008], sempre que o edifício em análise, ou parte dele perde a estabilidade, excede os limites de deslocamento ou são atingidos os limites dos materiais estruturais envolvidos.

V.1.2. Normas EUA

As normas estado-unidenses relativas a segurança sísmica das construções são publicadas pelo Federal Emergency Management Agency (FEMA). A regulamentação, que estabelece algumas disposições que permitam melhorar o desempenho sísmico das estruturas, é baseada em metodologias que têm em conta o desempenho de projeto considerando vários níveis da

ação sísmica. Entre outros fatores, esta metodologia, deverá ser realizada tendo em conta [Gonzalez, J.; 2008]:

- Procedimento de análise utilizado: análise linear estática, análise linear dinâmica, análise não linear estática e análise não linear dinâmica;
- Componentes estruturais: primários ou secundários, caso os elementos sejam, ou não, capazes de fornecer a capacidade resistente necessária para o não colapso da estrutura;
- Objetivos de desempenho sísmico desejáveis: são de acordo com a norma, estados de danos discretos, ou seja, poucos danos, escolhidos através de um espectro de possíveis danos sofridos por um evento sísmico;

V.1.3. Eurocódigo 8

Na sua parte 3, o EC8 tem como objetivo o fornecimento de uma diretriz para avaliar o desempenho sísmico de estruturas, bem como as eventuais medidas corretivas que devam ser adotadas. Os níveis de desempenho prescritos no EC8, incluindo o período de retorno fixam-se nos três aspetos seguintes:

- Exigência de não colapso;
- Limitação de danos;
- Avaliação dos danos;

Por seu lado, e tendo ainda em conta o descrito por [Gonzalez, J.; 2008], o EC8 na sua terceira parte permite a seleção da análise a efetuar (por forças laterais ou análise modal) com base nos níveis de conhecimento acerca da geometria e materiais constituintes:

- Nível de Conhecimento Limitado: conhecimento das dimensões com recurso às plantas do edifício e as propriedades dos materiais podem ser conhecidas com recurso a ensaios in-situ, por exemplo;
- Conhecimento Normal: para além do conhecimento mais pormenorizado das dimensões, pode neste caso proceder-se a uma análise das propriedades dos materiais com recurso a projetos;

- Conhecimento Total: a geometria da estrutura é de conhecimento profundo e resultado de um levantamento da construção. As propriedades dos materiais são agora conhecidas para além de ensaios *in situ*, com recurso também a ensaios e testes de laboratórios e originais.

V.2. MÉTODO JAPONÊS

A avaliação da vulnerabilidade sísmica do caso de estudo é realizada de acordo com o Método Japonês (MJ) preconizado para o efeito, desenvolvido por Masaya Hirosawa. Esta metodologia é adotada pelo Ministério da Construção japonês com o objetivo de avaliar a vulnerabilidade sísmica de edifícios em betão armado e assim proceder à avaliação da segurança sísmica de cada edifício. A avaliação é realizada com base na análise do comportamento sísmico de cada piso do edifício (método utilizado para edifícios até 8 pisos) e em cada uma das direções ortogonais da planta. O sistema estrutural a que se aplica o Método Japonês pode variar entre o sistema em pórtico e pórtico-parede, sendo estudos mais recentes mostram que é aplicável também a edifícios de alvenaria mista. (IPAHO; 2000; TJBPA; 2001; Martins, J.; 2011)

O método recomenda a utilização de três níveis de avaliação, desde um primeiro que se revela o mais simplificado, até ao terceiro, aquele que se demonstra ser o mais detalhado e conseqüentemente o mais preciso.

O avanço para o próximo nível de avaliação acontece quando no nível anterior não se verifica um comportamento sísmico satisfatório (Figura 33).

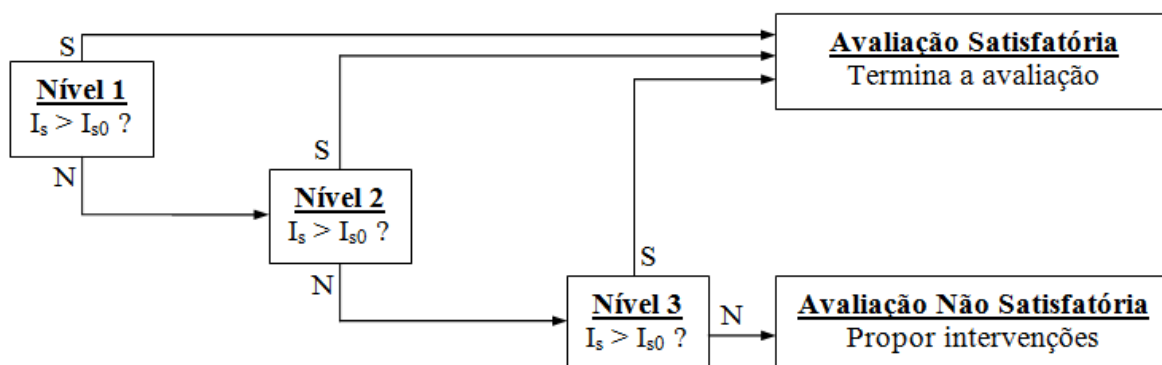


Figura 33 – Cronograma simplificado para aplicação da metodologia japonesa

No anexo II são apresentados os cronogramas correspondentes à aplicação de cada um dos níveis obtidos pela análise do Método Japonês.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de dada estrutura compreende a sua análise estrutural e geométrica e as condições expectáveis de um acontecimento sísmico. A avaliação incide assim na comparação de dois índices característicos de cada tipo de edifício estudado e sismo considerado, tendo-se

- $I_S > I_{S0} \rightarrow$ Comportamento sísmico satisfatório.
- $I_S < I_{S0} \rightarrow$ Comportamento considerado não satisfatório.

em que I_S representa o índice de desempenho sísmico dos elementos estruturais, obtido através das características de resistência e ductilidade dos elementos verticais, e I_{S0} representa o índice de comportamento sísmico desses mesmos elementos, função das características da ação sísmica condicionante para a estrutura.

A equação de verificação da satisfação do Método (I_S vs I_{S0}) é, de acordo com [Proença, J.; et al; 2010], equivalente a assumir uma comparação entre as forças de corte resistentes ($R_{i,Rd}$) e as forças de corte atuantes ($R_{i,Sd}$), em que I_S corresponde à primeira e I_{S0} à segunda.

Em casos em que se conclua que o edifício estudado não tenha um desempenho satisfatório, poderão ser necessárias intervenções com o objetivo de melhorar o seu desempenho. Caso se verifique não ser vantajosa a sua reabilitação e reforço, a avaliação negativa poderá levar à demolição da estrutura.

O mesmo método preconiza ainda o cálculo dos índices de desempenho e comportamento relativos aos elementos não estruturais (respetivamente I_N e I_{N0}) uma vez que os danos sofridos após um sismo não se devem apenas à rotura dos elementos estruturais, mas também devido à queda de elementos não estruturais (como por exemplo acabamentos) [Martins, J.; 2011]. Não descurando a importância dos elementos não estruturais e uma vez que a presente dissertação tem como objetivo a avaliação dos elementos estruturais do caso de estudo, são apresentados apenas as metodologias de cálculo dos elementos estruturais.

V.2.1. Primeiro Nível de Avaliação

O primeiro nível de avaliação deve ser realizado tendo como referência os seguintes pontos de investigação, sendo esses elementos necessários para o cálculo dos índices sísmicos [TJBDPA; 2001]:

- Cargas permanentes e dimensões estruturais, para o cálculo das forças dos elementos estruturais;
- Fissuras nos elementos de betão e deformações da estrutura, para avaliação do índice de tempo;
- Configuração do edifício para avaliação do índice de irregularidade.

V.2.2. Segundo Nível de Avaliação

O segundo nível, intermédio, deve ser realizado de acordo com:

- Cargas permanentes e dimensões estruturais, para o cálculo das forças dos elementos estruturais;
- Graus de ocorrência e gama de abertura das fissuras e deformação estrutural;
- Graus e intervalos de deterioração e envelhecimento.

Aquando da apreciação do segundo nível de avaliação deverá ser realizada uma inspeção visual conjugada com medição de informações eventualmente importantes. A rotura neste nível é considerada como sendo condicionada pelos elementos dúcteis e frágeis, restringida por pilares curtos e pilares de betão [Martins, J.; 2011]. Segundo o MJ poderão ainda ser removidos materiais de acabamento para contabilização dos graus de fissuração e envelhecimento.

V.2.3. Terceiro Nível de Avaliação (Inspeção detalhada)

A inspeção detalhada deverá ser realizada quando não se conclui que em nenhum dos níveis anteriores a estrutura apresenta um desempenho satisfatório. Este nível demonstra ser o que apresenta maior grau de complexidade para a obtenção do índice de desempenho sísmico

[Martins, J.; 2011]. Para além das informações consideradas para o segundo nível, há ainda que ter em atenção:

- Forças e módulo de elasticidade do betão;
- Disposições, dimensões e resistência limite das armaduras;
- Capacidade dos elementos estruturais tendo em conta o tipo de construção, fissuras e as condições de irregularidade;
- Forças de materiais, considerando a carbonatação do betão e o seu envelhecimento, bem como a oxidação das armaduras.

Nesta avaliação é possível ser necessária a extração de carotes de betão para análise dos itens anteriormente descritos.

V.3. ÍNDICE DE DESEMPENHO SÍSMICO, I_S

O MJ [TJBDPA; 2001] define o cálculo do índice de desempenho sísmico através de parâmetros representativos das características da estrutura em análise, conforme a Equação 14.

$$I_S = E_0 \times S_D \times T \quad \text{Equação 14}$$

Sendo:

E_0 – Índice básico de desempenho sísmico da estrutura;

S_D – Parâmetro representativo da irregularidade estrutural; e

T – Parâmetro indicativo da deterioração da estrutura.

Pelo exposto mais adiante na definição de cada parâmetro, concluir-se-á que uma vez que S_D e T são fatores de redução do desempenho estrutural, o “elemento forte” do cálculo de I_S será E_0 , uma vez que este é obtido com base nas características mais particulares da estrutura em estudo, nomeadamente na resistência dos elementos verticais e a sua ductilidade.

A questão da ductilidade do edifício é de extrema importância, uma vez que quando comparados dois edifícios (ver Figura 34) com menor (Edifício A) e maior (Edifício B) capacidade de dissipação de energia (pior e melhor ductilidade, respetivamente), verifica-se que para uma mesma força a estrutura

que possui maior ductilidade consegue atingir maiores deslocamentos e assim dissipar maior quantidade de energia.

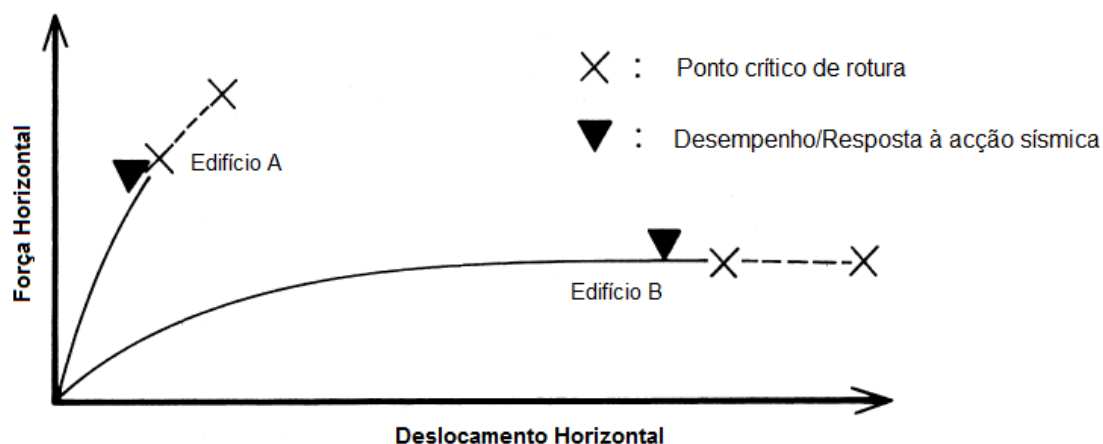


Figura 34 – Relação entre forças e deslocamentos horizontais de edifícios com diferentes ductilidades. (Adaptado de [TJBDPA; 2001])

Pese embora na comparação o edifício A tenha paredes resistentes e grande rigidez, possui baixa ductilidade, ao contrário de B que possui estrutura em pórtico, menor rigidez (logo maior flexibilidade) e maior ductilidade.

Simplificadamente, o índice de desempenho sísmico resulta do produto entre as variáveis ductilidade (**F**) e resistência (**C**), consoante o nível de pormenor em que a avaliação se encontra.

V.3.1. Índice S_D

O índice S_D , representativo da irregularidade estrutural existente, é obtido com o objetivo de averiguar quais as irregularidades que poderão ser prejudiciais para o desempenho do edifício, tais como distribuição de massas e rigidez não uniforme. As características que se pretendem avaliar com o parâmetro S_D são a regularidade no piso, relação entre comprimento e largura, pontos de contração do piso, espessura de juntas de dilatação, dimensões e localização de pátios, a existência de pisos enterrados, uniformidade de altura dos pisos do edifício, excentricidade e rigidez no piso plano, irregularidades na distribuição de massa e rigidez intercalar dos andares superiores.

O cálculo deste parâmetro é efetuado de acordo com o nível em que está a ser desenvolvida a avaliação.

Nas equações seguintes, o cálculo dos parâmetros é efetuado consoante o nível de avaliação que está a ser estudado e conforme as características que são avaliadas, nomeadamente: uniformidade em planta (*a a g*), uniformidade em altura (*h a k*), excentricidade (*l e m*) e rigidez (*n e o*).

i. Primeiro nível de avaliação

No primeiro nível de avaliação devem ser considerados:

- Aspectos relacionados com o piso: regularidade, proporção, juntas de dilatação e pátios;
- Aspectos relacionados com o plano transversal: existência de caves e uniformidade de altura dos pisos.

O cálculo do parâmetro S_D para o primeiro nível obtém-se:

$$S_{D_1} = q_{1a} \times q_{1b} \times \dots \times q_{1j} \quad \text{Equação 15}$$

Sendo:

$$q_{1i} = [1 - (1 - G_i) \times R_{1j}] \rightarrow i = a, b, c, d, e, f, i, j \quad \text{Equação 16}$$

$$q_{1i} = [1,2 - (1 - G_i) \times R_{1j}] \rightarrow i = h \quad \text{Equação 17}$$

Os valores a adotar para G_i e R_{1j} encontram-se tabelados, sendo apresentados no Quadro 24.

ii. Segundo nível de avaliação

No segundo nível de avaliação devem ser considerados:

- Aspectos relacionados com o piso: distância entre os centros de gravidade e o centro de rigidez;
- Aspectos relacionados com o plano transversal: razão entre a rigidez de um andar e o andar superior.

O cálculo do parâmetro S_D para o segundo nível é dado por:

$$S_{D_1} = q_{1a} \times q_{1b} \times \dots \times q_{1f} \quad \text{Equação 18}$$

Sendo:

$$q_{2i} = [1 - (1 - G_i) \times R_{2j}] \rightarrow i = a, b, c, d, e, f, i, j \quad \text{Equação 19}$$

$$q_{2i} = [1,2 - (1 - G_i) \times R_{2j}] \rightarrow i = h \quad \text{Equação 20}$$

Os valores a adotar para G_i e R_{2j} encontram-se também tabelados, sendo apresentados no Quadro 24.

iii. Terceiro nível de avaliação

No terceiro nível de avaliação deve ser considerado o preconizado para o segundo nível, em que:

$$S_{D3} = S_{D2} \quad \text{Equação 21}$$

Quadro 24 – Parâmetros G_i e R_i para o cálculo de S_D .
(Adaptado de [TJBDPA; 2001] e [Martins, J.; 2011])

			G_i			R_i	
			1,00	0,90	0,80	$R1_i$	$R2_i$
Regularidade em planta	a	Regularidade	a_1	a_2	a_3	1,00	0,50
	b	Relação dim. em planta	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	0,50	0,25
	c	Contração em planta	$0,8 \leq c$	$0,5 \leq c < 0,8$	$c < 0,5$	0,50	0,25
	d	Junta de dilatação	$0,01 \leq d$	$0,02 \leq d < 0,01$	$d < 0,02$	0,50	0,25
	e	Pátio Interior	$e \leq 0,1$	$5 < e \leq 8$	$0,3 < e$	0,50	0,25
	f	Excentricidade do pátio	$f_1 \leq 0,4$ e $f_2 \leq 0,1$	$f_1 \leq 0,4$ e $0,1 < f_2 \leq 0,3$	$0,4 < f_1$ ou $0,3 < f_2$	0,25	0
	g						
Regularidade em altura	h	Piso enterrado	$1,0 \leq h$	$0,5 \leq h < 1,0$	$h < 0,5$	0,50	0,50
	i	Uniformidade da altura	$0,8 \leq i$	$0,7 \leq i < 0,8$	$i < 0,7$	0,50	0,25
	j	Uniformidade rigidez elem. verticais	Existente	Inexistente		1,00	1,00
	k						
Excentricidade	l	Excentricidade	$l \leq 0,1$	$0,1 < l \leq 0,15$	$0,15 < l$	-	1,00
	m						
Rigidez	n	Relação rigidez/massa entre pisos	$n \leq 1,3$	$1,3 < n \leq 1,7$	$1,7 < n$	-	1,00
	o						

Do quadro anterior há que ter em atenção que os parâmetros a até j devem ser analisados para todos os pisos, sendo por fim aplicado à totalidade da estrutura (todos os pisos) o menor dos valores encontrados. Por seu lado, e de acordo com o MJ, os itens l e n deverão ser considerados em cada uma das direções ortogonais da planta para cada um dos pisos, sendo que estes apenas são contabilizados a partir do segundo nível (uma vez que $R1_i = 0$).

No anexo III são apresentadas as informações complementares e justificativas da correta obtenção dos valores a atribuir para G_i e R_i .

V.3.2. Índice T

O parâmetro **T** tem como objetivo a quantificação dos efeitos produzidos pela deterioração do edifício ao longo do tempo, incluindo os efeitos de sismos anteriores, caso o edifício tenha sido alvo de tal incidente. Este parâmetro é determinado com base em visitas ao edifício – inspeção *in situ*. Este parâmetro deve ser calculado para os três níveis em que se considere a avaliação.

i. Primeiro nível de avaliação

O cálculo do parâmetro de deterioração (**T**) deve ser obtido pela consulta do quadro 25. Importa salientar que para o primeiro nível de avaliação será considerado para toda a estrutura o menor dos valores obtidos para o índice **T**.

Contudo, o termo relativo à idade deve merecer uma maior atenção, pois em função da idade do edifício (e conseqüentemente época de construção) estará associada as técnicas de construção e regulamentação dessa mesma época. Assim, perante este facto, o termo da idade pode ser subdividido em função da regulamentação antissísmica, nomeadamente:

- Regulamento de Segurança das Construções contra os sismos (1958);
- Regulamento de Solicitação em Edifícios e Pontes (1961);
- Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes (1983);
- Eurocódigo 8 (aguarda entrada em vigor).

Quadro 25 – Definição do índice T para o primeiro nível. (Adaptado de [TJBDPA; 2001])

Aspeto a ser inspecionado	Grau	T	Aspetos a ser inspecionados no segundo nível
Deformações	Observada inclinação ou assentamento da estrutura	0,70	Fissuras em elementos estruturais e deformações
	Edifício construído sobre aterro	0,90	
	Visíveis deformações de vigas ou pilares	0,90	
	Sem deformações visíveis	1,00	
Fissuras	Visível oxidação da armadura	0,80	Fissuras em elementos estruturais e deformações
	Visíveis fissuras inclinadas em pilares	0,90	
	Observadas inúmeras fissuras nas paredes externas	0,90	
	Fuga de chuvas sem oxidação da armadura	0,90	
	Não são observadas fissuras	1,00	
Incêndios	Sem reparação após fogo	0,70	Fissuras em elementos estruturais e deformações; Deterioração e envelhecimento
	Com reparação após fogo	0,80	
	Inexistência de incêndios	1,00	
Ocupação	Armazenamento de produtos químicos	0,80	Deterioração e envelhecimento
	Sem armazenamento de produtos químicos	1,00	
Idade	Estruturas construídas até 1958	0,70	Deterioração e envelhecimento
	Estruturas construídas entre 1958 e 1961	0,75	
	Estruturas construídas entre 1961 e 1983	0,80	
	Estruturas construídas entre 1983 até entrada em vigor do EC8	0,90	
	Estruturas construídas com aplicação EC8	1,00	
Acabamento	Significativa fragmentação do acabamento externo devido ao envelhecimento	0,90	Deterioração e envelhecimento
	Significativa fragmentação e deterioração do acabamento interno	0,90	
	Sem ocorrências	1,00	

ii. Segundo nível de avaliação

Para o segundo nível de avaliação o MJ preconiza uma expressão específica para o cálculo do índice **T** que resulta numa média dos índices obtidos para todos os pisos, tendo como medida acrescida o facto de ser necessário inspecionar mais detalhadamente a estrutura.

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_N)/N \quad \text{Equação 22}$$

Sendo:

$$T_i = (1 - p_1) \times (1 - p_2) \quad \text{Equação 23}$$

T_i – Índice de deterioração para o piso i ;

N – Número de pisos inspecionados;

p_1 – Soma dos valores obtidos no quadro 26 para a coluna referente a fissuras e deformações de elementos estruturais;

p_2 – Soma dos valores obtidos no quadro 26 para a coluna referente a deformação e envelhecimento.

iii. Terceiro nível de avaliação

Para o terceiro nível de avaliação o MJ refere que, em princípio, poderá ser adotado o mesmo valor que para o segundo nível.

Quadro 26 – Itens a ser analisados para a definição do índice **T** no segundo nível de avaliação.
(adaptado de [TJBDPA; 2001])

Grau	Parcela	Quantidade	Fissuras e deformações de elementos estruturais			Deterioração e envelhecimento		
			a	b	c	a	b	c
			1. Fissura causada por assentamento irregular. 2. Fissura inclinada nas vigas, paredes, e/ou pilares.	1. Deformação de laje e/ou viga que afeta as funções de elementos não estruturais. 2. Mesmo que à esquerda não visível a certa distância. 3. Mesmo que o anterior mas pode ser observado a longa distância.	1. Fissuras estruturais que não correspondam aos itens a ou b 2. Deformação de laje e/ou viga que não correspondam aos itens a ou b	1. Fissuras pela expansão do betão devido à oxidação das armaduras. 2. Ferrugem das armaduras. 3. Fissuras causadas por incêndios. 4. Deterioração do betão devido a químicos.	1. Infiltração da ferrugem devido a águas da chuva ou água de fugas. 2. Neutralização com a profundidade ou envelhecimento equivalente das armaduras. 3. Destacamento de materiais de acabamento.	1. Manchas visíveis no betão devido à escorrência de águas da chuva ou produtos químicos. 2. Deterioração ou ligeiro destacamento de materiais de acabamento.
I Laje, incluindo "sub-viga"	1. 1/3 ou mais do piso	0,017	0,005	0,001	0,017	0,005	0,001	
	2. 1/3 a 1/9	0,006	0,002	0	0,006	0,002	0	
	3. Menos de 1/9	0,002	0,001	0	0,002	0,001	0	
	4.	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	
II Vigas	1. 1/3 ou mais dos elementos em cada direção	0,05	0,015	0,004	0,05	0,015	0,004	
	2. 1/3 a 1/9	0,017	0,005	0,001	0,017	0,005	0,001	
	3. Menos de 1/9	0,006	0,002	0	0,006	0,002	0	
	4.	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	
III Paredes e pilares	1. 1/3 ou mais dos elementos	0,15	0,045	0,011	0,15	0,045	0,011	
	2. 1/3 a 1/9	0,05	0,015	0,004	0,05	0,015	0,004	
	3. Menos de 1/9	0,017	0,005	0,001	0,017	0,005	0,001	
	4.	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	
Subtotal								
TOTAL			p ₁			p ₂		

V.3.3. Índice E_0

A determinação do índice E_0 compreende a análise dos elementos estruturais do edifício, nomeadamente a sua resistência e modo de rotura no estado limite último. A determinação deste parâmetro é conseguida através do cálculo da força de rotura de cada piso em cada uma das direções ortogonais consideradas para a estrutura (por exemplo X e Y). Este é o parâmetro fundamental do cálculo de I_s , uma vez que é representativo da capacidade resistente da estrutura, ao contrário dos índices S_D e T que são índices de redução que pretendem ter apenas em conta a situação em que se encontra a estrutura.

i. Primeiro nível de avaliação

No primeiro nível o índice E_0 é determinado pelo cálculo da força de rotura de cada piso e é dado pelo somatório do produto da área de um dado elemento estrutural pela sua tensão média resistente. De acordo com alguns autores [Albuquerque, P.; 2008] são alcançados resultados considerados satisfatórios quando se está perante a presença de paredes resistentes.

O Método define os elementos estruturais e como devem ser considerados no primeiro nível de avaliação, sendo agrupados em três categorias:

Quadro 27 – Definição dos elementos verticais no primeiro nível de avaliação. [TJBDPA; 2001]

Elementos Verticais	Definição
Pilar	Pilares com uma relação h_0/D maior que 2,00
Colunas curtas	Elemento cuja relação h_0/D é menor ou igual que 2,00
Paredes	Paredes, incluindo entre pilares

em que h_0 simboliza a altura livre do elemento vertical e D representa a dimensão do elemento na direção na qual se encontra a análise, conforme ilustra a seguinte figura.

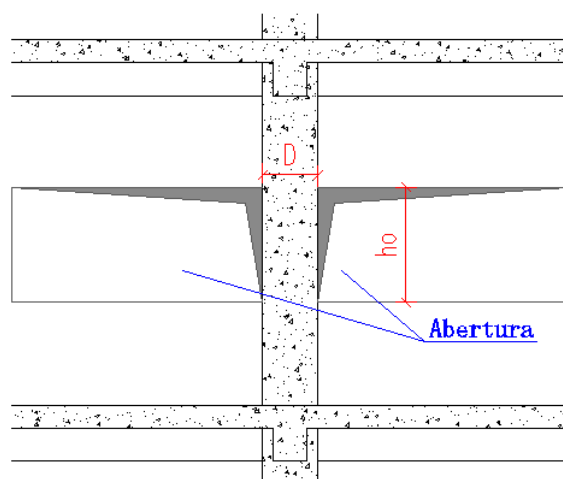


Figura 35 – Definição de H_0 e D para o cálculo de E_0

O cálculo do índice E_0 deverá ser efetuado com base nas equações 21 e 22, sendo que o valor a atribuir para E_0 no primeiro nível deverá corresponder ao maior valor das equações referidas.

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \times (C_W + \alpha_1 \times C_C) \times F_W \quad \text{Equação 24}$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_{SC} + \alpha_2 \times C_W + \alpha_3 \times C_C) \times F_{SC} \quad \text{Equação 25}$$

Sendo:

n – Número de pisos do edifício;

i – Número do piso estudado, entre 1 e n ;

C_W – Índice de resistência das paredes de betão armado;

C_C – Índice de resistência dos pilares;

C_{SC} – Índice de resistência dos colunas curtas;

α_1 – Fator de resistência efetiva dos pilares aquando da deformação final das paredes. De acordo com o Método este parâmetro pode ser admitido como sendo igual a 0,70, ou quando se tem C_W próximo de 0 considera-se como unitário o fator α_1 ;

α_2 – Fator de resistência efetiva das paredes de betão na deformação final dos pilares, podendo ser considerado como 0,70;

α_3 – Fator de resistência efetiva os pilares na deformação final dos colunas curtas, deixando o Método considerar como igual a 0,50;

F_W – Índice de ductilidade das paredes, que pode ser considerado igual a 1,00;

F_{SC} – Índice de ductilidade de colunas curtas, podendo ser considerado como 0,80.

ii. Segundo nível de avaliação

A aplicação do segundo nível de avaliação (nível intermédio de detalhe) explora a resistência e ductilidade dos elementos verticais até à sua resistência última. Neste nível é utilizado para cada elemento o menor dos valores da sua resistência última (seja ela dada por flexão ou corte). A aplicação deste nível compreende ainda a adoção dos pisos como um diafragma rígido, ou seja, admitir que os elementos horizontais, tais como lajes e vigas, se comportam de forma indeformável.

Os elementos verticais são agrupados em cinco categorias (Quadro 28), sendo para além da definição considerada no primeiro nível ainda considerado o modo de rotura de cada elemento, tendo-se:

Quadro 28 – Definição dos elementos verticais no segundo nível de avaliação.
(Adaptado de [TJBDPA; 2001])

Elemento vertical	Definição
Parede de corte	Paredes cuja falha por corte precede a cedência por flexão
Parede de flexão	Paredes cuja cedência por flexão precede a falha por corte
Pilar de corte	Pilares onde a falha por corte precede à cedência por flexão, à exceção dos pilares extremamente frágeis.
Pilar de flexão	Pilares cuja cedência por flexão precede a falha por corte
Coluna curta extremamente frágil	Pilares com relação h_0/D menor ou igual a 2,00 e que a falha por corte precede à cedência por flexão.

O MJ [TJBDPA; 2001] também neste segundo nível idealiza duas equações para o cálculo do índice E_0 , sendo que ambas têm pressupostos diferentes. A equação 26 tem como pressuposto que a ductilidade dos elementos é dominante para a resistência da estrutura, devendo os elementos ser agrupados em classes de ductilidade, caracterizadas pelo índice F.

$$E_0 = \frac{n+1}{n+1} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad \text{Equação 26}$$

Sendo:

$$E_1 = C_1 \times F_1 \quad \text{Equação 27}$$

$$E_2 = C_2 \times F_2 \quad \text{Equação 28}$$

$$E_3 = C_3 \times F_3 \quad \text{Equação 29}$$

C_1 – Índice de resistência do grupo com menor índice de ductilidade;

C_2 – Índice de resistência do grupo com índice de ductilidade médio;

C_3 – Índice de resistência do grupo com maior índice de ductilidade;

F_1 – Índice de ductilidade do grupo 1 (com menor índice);

F_2 – Índice de ductilidade do grupo 2 (com índice médio);

F_3 – Índice de ductilidade do grupo 3 (com maior índice).

Por seu lado a equação 30 assenta no pressuposto que a força (resistente) é dominante para a capacidade resistente da estrutura.

$$E_0 = \frac{n+1}{n+1} (C_1 + \sum_j \alpha_j C_j) \times F_1 \quad \text{Equação 30}$$

iii. Terceiro nível de avaliação

A metodologia de cálculo é similar à do segundo nível de avaliação, contudo são agora acrescentadas mais três classes para definição dos elementos verticais em relação às referidas no quadro 27. A inclusão de mais três categorias prende-se com a necessidade de obter uma avaliação mais rigorosa das condições da estrutura,

trabalhando-se a este nível com um índice de resistência acumulado (C_T) e o índice de ductilidade, F .

V.3.4. Índice de Resistência de elementos verticais (C_i)

Os índices de resistência, que pretendem caracterizar a resistência dos elementos verticais, são calculados para cada piso e para o nível em que está a decorrer a avaliação. Para a avaliação de 2º e 3º nível torna-se essencial conhecer as pormenorizações construtivas ou em alternativa ter acesso ao projeto de estabilidade da estrutura.

i. Primeiro nível de avaliação

No primeiro nível de avaliação o cálculo é efetuado com base na área da secção transversal dos elementos (de acordo com a definição dos mesmos apresentada no quadro 27).

Para o caso de pilares (ditos “normais”) o índice de resistência considera além da área dos mesmos a tensão média no estado limite dos pilares, o peso do piso (W) e o fator de redução β_c correspondente à resistência do betão, conforme a equação 31.

$$C_c = \frac{\tau_c \times A_c}{\Sigma W} \times \beta_c \quad \text{Equação 31}$$

Relativamente às colunas consideradas curtas, o pressuposto de cálculo é mantido, sendo a única diferença no valor da tensão a considerar que é relativa ao estado limite último das colunas curtas (τ_{CS}), de acordo com a equação 32.

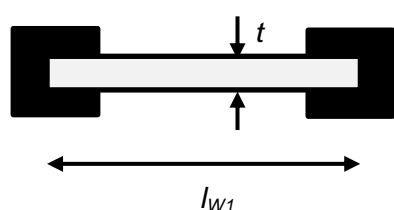
$$C_{SC} = \frac{\tau_{SC} \times A_{SC}}{\Sigma W} \times \beta_c \quad \text{Equação 32}$$

No que respeita às paredes de betão armado, o MJ preconiza a consideração das paredes de acordo com as suas condições de fronteira, isto é, se se encontram entre pilares (um ou dois) ou livres de pilares nos seus limites. Tal facto prende-se com a diferença de resistência que estes elementos apresentarão: uma parede entre dois pilares terá melhor resistência que uma parede “só”.

A equação 33 estabelece a formulação de cálculo para o índice de resistência de paredes de betão:

$$C_W = \frac{\tau_{W1} \times A_{W1} + \tau_{W2} \times A_{W2} + \tau_{W3} \times A_{W3}}{\Sigma W} \times \beta_C \quad \text{Equação 33}$$

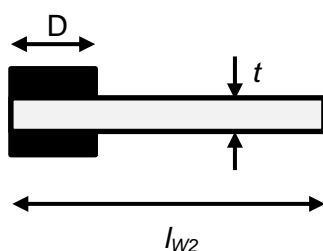
As diferentes áreas consideradas dizem respeito aos tipos de paredes em função das condições de fronteira, conforme exemplificado na figura 36.



Área do tipo A_{W1}

É considerado como comprimento da parede a distância entre os dois pilares nos quais se situa a mesma.

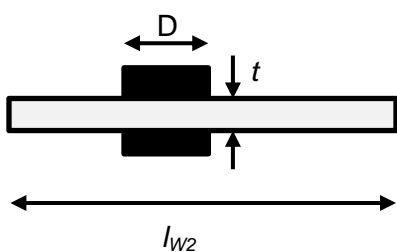
$$A_{W1} = t \times l_{W1}$$



Área do tipo A_{W2}

Caso a diferença entre o comprimento e a dimensão do pilar (D) seja inferior a 0,45m, deve-se optar por considerar essa parede como sendo um pilar.

$$A_{W2} = t \times l_{W2}$$



Área do tipo A_{W3}

Este tipo de área deverá ser ignorado no caso do comprimento da parede ser inferior a 0,45m.

$$A_{W3} = t \times l_{W3}$$

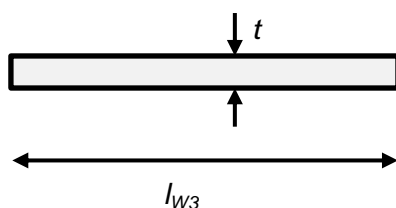


Figura 36 – Consideração das áreas A_{W1} , A_{W2} e A_{W3}

Os valores das tensões a considerar que são expressas nas Equações 28 a 30, e apresentadas no quadro 29, são resultantes dos valores propostos pelo MJ.

Quadro 29 – Valores das tensões a considerar para o cálculo de C_i

(Adaptado de [TJBDPA; 2001])

Parâmetro	Valor proposto
τ_c [N/mm ²]	$2,0 < h_0/D < 6 \rightarrow 1,00$ $h_0/D > 6 \rightarrow 0,70$
τ_{sc} [N/mm ²]	1,50
τ_{w1} [N/mm ²]	3,00
τ_{w2} [N/mm ²]	2,00
τ_{w3} [N/mm ²]	1,00

ii. Segundo nível de avaliação

No segundo nível de avaliação o cálculo do índice de resistência está diretamente relacionado com o modo de rotura de cada elemento estrutural: corte ou flexão. Para cada elemento é calculada a capacidade resistência à flexão (força de corte no estado último de flexão – Q_{mu}) e ao corte (Q_{su}) e pela comparação dos dois parâmetros conclui-se qual será o seu modo de rotura, condicionado pelo menor dos dois valores. O menor dos valores corresponde assim à capacidade resistente última da estrutura (Q_u), que quando dividida pelo peso do edifício (incluindo as cargas a assumir na análise sísmica) resulta no índice de resistência, C .

iii. Terceiro nível de avaliação

A resistência máxima á flexão e ao corte de pilares e paredes (Q_{mu} e Q_{su} , respetivamente) devem ser obtidos de acordo com o segundo nível de avaliação. No que respeita ao cálculo dos mesmos

parâmetros afetos a vigas, deve-se ter em atenção as especificidades próprias para o terceiro nível.

V.3.5. Índice de Ductilidade de elementos verticais (F_i)

Os índices de ductilidades dos diversos membros da estrutura deve ser considerado tendo em conta diversos aspetos, como por exemplo:

- Nível de avaliação em curso;
- Modo de rotura dos elementos e sua capacidade de deformação;
- Resposta da estrutura aos sismos.

O Método prescreve um índice *standard* que corresponde a um elemento do tipo “shear wall”, ou seja, uma parede cuja rotura por corte precede qualquer outro tipo de rotura. Nos segundo e terceiro níveis de avaliação, como ocorre para o índice de Resistência é necessário conhecer as pormenorizações dos elementos quer seja por meio de projeto de estabilidade ou por meio de ensaios.

i. Primeiro nível de avaliação

No primeiro nível de avaliação, o índice de ductilidade é dado para cada elemento em função da sua definição apresentada no quadro 30, sendo:

Quadro 30 – Índice de Ductilidade no primeiro nível de avaliação. [TJBDPA; 2001]

Elemento	Índice de Ductilidade, F
Pilar	1,00
Coluna curta	0,80
Parede	1,00

ii. Segundo nível de avaliação

Ao segundo nível, a classificação dos elementos tem como base o pressuposto enunciado no quadro 28 (5 classificações possíveis). A

obtenção do valor tem como suporte não só os parâmetros Q_{mu} e Q_{su} como também a deformação dos elementos verticais e o seu ângulo de deformação entre os pisos do edifício (R_i). Os valores para o índice podem ir até um valor máximo de 3,20, sendo este no caso de pilares cujo seu estado de rotura é condicionado por flexão.

ii. Terceiro nível de avaliação

À semelhança do segundo nível, segue-se também neste nível a classificação de elementos conforme exposto no quadro 28. O cálculo do índice de ductilidade assume neste nível um maior grau de complexidade de cálculo.

V.4. ÍNDICE DE COMPORTAMENTO SÍSMICO, I_{S0}

O índice de comportamento sísmico proposto de acordo com o MJ apresenta apenas duas variantes, uma para o primeiro nível, e uma outra para o segundo e terceiro níveis, sendo que nestes dois últimos casos I_{S0} é calculado de igual forma. O cálculo do índice de comportamento sísmico (Equação 34) corresponde ao produto resultante de quatro parâmetros, nomeadamente o índice básico de comportamento sísmico (E_S), índice de zona (Z), índice de solo (G) e índice de importância da estrutura (U):

$$I_{S0} = E_S \times Z \times G \times U \quad \text{Equação 34}$$

Sendo:

E_S – Adotado 0,8 para o primeiro nível de avaliação e 0,6 para o segundo e terceiro níveis de avaliação [TJBDPA; 2001];

Z – Definido tendo em conta a atividade sísmica da zona em estudo, variando entre 0,7 e 1,0 [Albuquerque, P.; 2008];

G – Fator de redução que tem em conta os aspetos geológicos do terreno e condições de interação solo-estrutura, podendo variar entre 1,0 e 1,1 [Albuquerque, P.; 2008];

U – Fator de modificação que depende da importância da estrutura, sendo que estruturas mais importantes terão um coeficiente de importância mais elevado;

O MJ acresce uma condição que deve ser verificada para o segundo e terceiro nível que consiste na verificação da equação 35:

$$C_{TU} \times S_D \geq 0,3 \times Z \times G \times U \quad \text{Equação 35}$$

Sendo:

C_{TU} – Índice de forma acumulado no estado último de deformação

S_D – Índice de irregularidade da estrutura;

V.4.1. Adaptação às normas nacionais

De acordo com estudos mais recentes, foi desenvolvido trabalho com o objetivo de adaptar o Método Japonês à realidade nacional, tanto a nível das normas como a nível de comportamento estrutural. De acordo com [Albuquerque, P.; 2008], o índice de comportamento sísmico pode ser admitido como sendo um índice sísmico, resultado do quociente entre as forças de corte basal e o peso do edifício.

O mesmo autor propõe uma nova expressão (Equação 36) que foi desenvolvida partindo do MJ que leva a ter em consideração os mesmos parâmetros com a respetiva adaptação ao EC8. A expressão é também referida por [Proença, J.; et al; 2010] como adaptação do Método de I_{S0} .

$$I_{S0} = \frac{2,5 \times a_{gR} \times s \times \gamma_1 \times \lambda}{g \times q} \quad \text{Equação 36}$$

Sendo:

a_{gR} – Aceleração máxima ao nível do solo, obtida pelo AN do EC8;

S – Coeficiente que caracteriza as condições do terreno;

γ_1 – Coeficiente de importância obtido pelo EC8;

λ – Percentagem de massa mobilizada no modo fundamental de vibração da estrutura;

g – Aceleração da gravidade (9,8 m/s²);

q – Coeficiente de comportamento da estrutura;

VI. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO

A escola EB1 da Penalva é constituída por três corpos independentes separados entre si por juntas de construção. O corpo II é o mais antigo fazendo parte do edifício inicial da escola servindo hoje para aulas de pré-primária. Este corpo, à semelhança do corpo III possui apenas um piso. Os corpos I e III são os mais recentes, resultando da ampliação da escola por necessidades de mais salas de aula. Inaugurados em 2010, estes corpos possuem estrutura constituída por lajes vigadas, pilares e fundações diretas (sapatas) unidas por vigas de fundação. O corpo I (corpo principal com salas de aula destinadas ao primeiro ciclo) é o único que tem dois pisos (Figuras 36 e 37). Para o caso de estudo foi selecionado o Corpo I. Tal escolha deve-se: i) por ser aquele em que havia disponível a documentação referente à estrutura resistente (dimensões dos elementos, armaduras, etc.); ii) por ser aquele onde existe uma maior concentração de alunos e pessoal (docente e não docente), pois é neste corpo que está em funcionamento o refeitório (grande utilização no período de refeição), funcionam quatro salas de aula e sala de professores (distribuídos por dois pisos), assim como a área de serviços da escola (por exemplo a cozinha).



Figura 37 – Perspetiva do alçado nascente
(à esquerda com tonalidade branca: corpo II; à direita com tonalidade cinzenta: corpo I)



Figura 38 – Alçado nascente e alçado poente (com corpo III de um piso)

VI.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Como referido já anteriormente o corpo I possui dois pisos, sendo o último recuado. A zona de refeições está localizada no piso 0, sem outros pisos superiores. A zona do edifício com dois pisos é unicamente destinada a salas de aula. Nas Figuras 38, 39 e 40, apresentam-se as plantas dos pisos e um corte esquemáticos e sem escala. Os mesmos elementos das Figuras referidas encontram-se no Anexo IV.

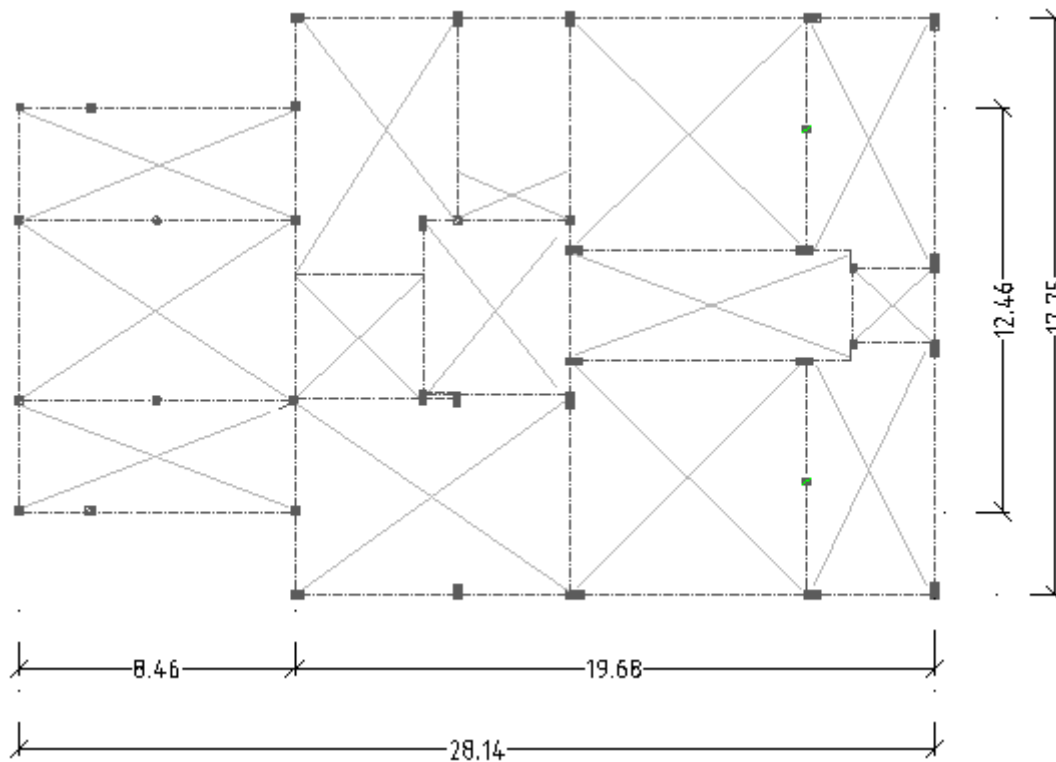


Figura 39 – Planta do piso 1 (rés-do-chão). (Adaptado de [Nível, C.; 2009])

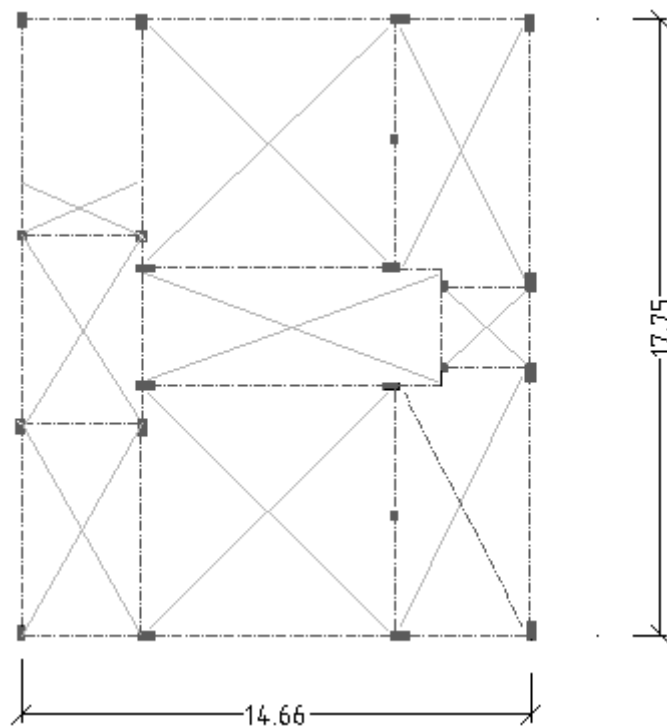


Figura 40 – Planta do piso 2 (primeiro andar). (Adaptado de [Nível, C.; 2009])

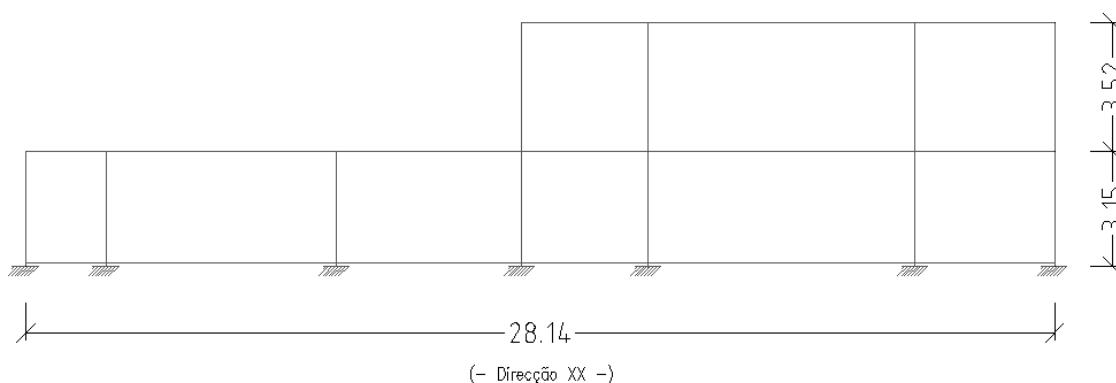


Figura 41 – Alçado nascente. (Adaptado de [Nível, C.; 2009])

VI.2. MATERIAIS

De acordo com o descrito no caderno de execução da estrutura, foram utilizados betão da classe C20/25 (B25) para elementos estruturais e aço A400, tendo sido ainda adotado como betão de limpeza uma classe C12/15.

Quadro 31 – Propriedades dos Materiais

Betão C20/25			Aço A400		
f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	$E_{c,m}$ [GPa]	f_{syk} [MPa]	f_{syd} [MPa]	E_s [MPa]
20,0	13,3	30,0	400,0	348,0	210,0

VI.3. DIMENSIONAMENTO EM PROJETO DA ESTRUTURA À AÇÃO SÍSMICA

De acordo com o descrito no caderno de execução da estrutura [Nível, C.; 2009], a quantificação da ação sísmica para o dimensionamento da estrutura foi efetuada de acordo com o RSA, tendo sido utilizado um programa de cálculo automático. Como parâmetros para a definição da ação sísmica foram considerados:

- Zona sísmica: A - Barreiro;
- Coeficiente de sismicidade, $\alpha = 1,00$;
- Tipo de terreno: Tipo II – solo incoerente compacto;
- Coeficiente de comportamento relativo a esforços: 2,5;
- Coeficiente de comportamento relativo a deslocamentos: 1,0;
- Coeficiente de amortecimento de 5%.

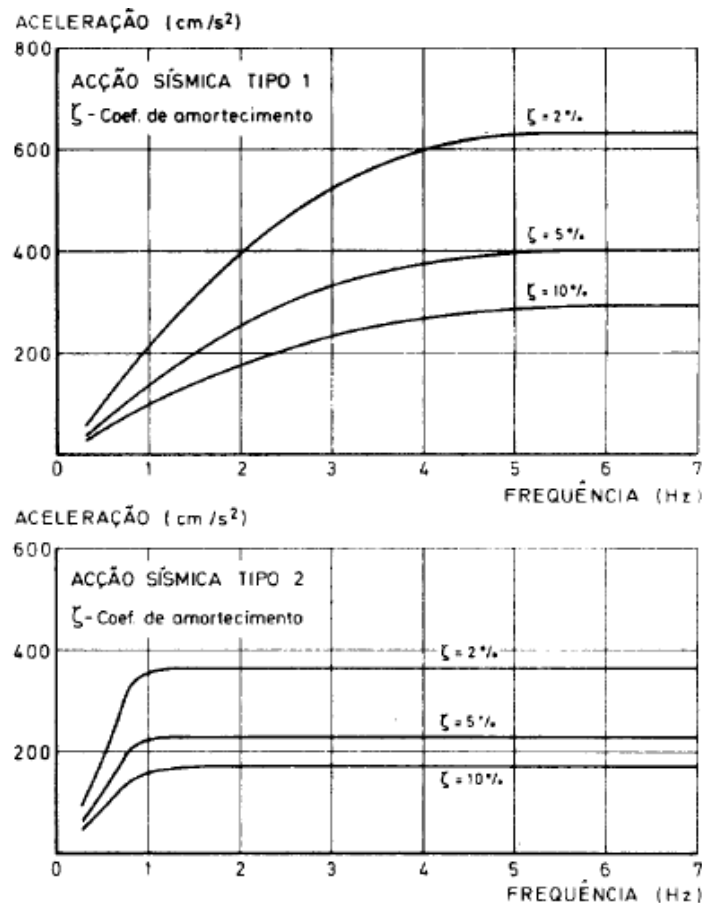


Figura 42 – Espectros de resposta (RSA; 1983)

Foi adotado um coeficiente de comportamento de 2,5, o que corresponde, de acordo com o regulamento utilizado (RSA), a uma estrutura de ductilidade normal.

Ainda relativamente ao dimensionamento sísmico foi tido em conta o coeficiente sísmico e a determinação das forças estáticas equivalentes conducentes ao cálculo dos esforços devido à ação sísmica em cada pilar.

Também a combinação de ações utilizada no projeto de estabilidade da escola seguiu as normas do RSA.

VI.4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL PARA AVALIAÇÃO

Para avaliar a vulnerabilidade sísmica da estrutura do corpo I da EB1 da Penalva, esta foi modelada num programa de cálculo automático com o

objetivo de proceder a uma comparação e análise de resultados obtidos neste tipo de análise com o método japonês.

A modelação foi conseguida com recurso a elementos de barra reduzidos à sua corda (para pilares e vigas) e elementos de área do tipo “*shell thin*” (para lajes), sendo as fundações modeladas como encastramentos. A Figura 43 apresenta uma vista da modelação realizada.

As características consideradas na análise tridimensional foram os correspondentes aos materiais utilizados na construção da estrutura.

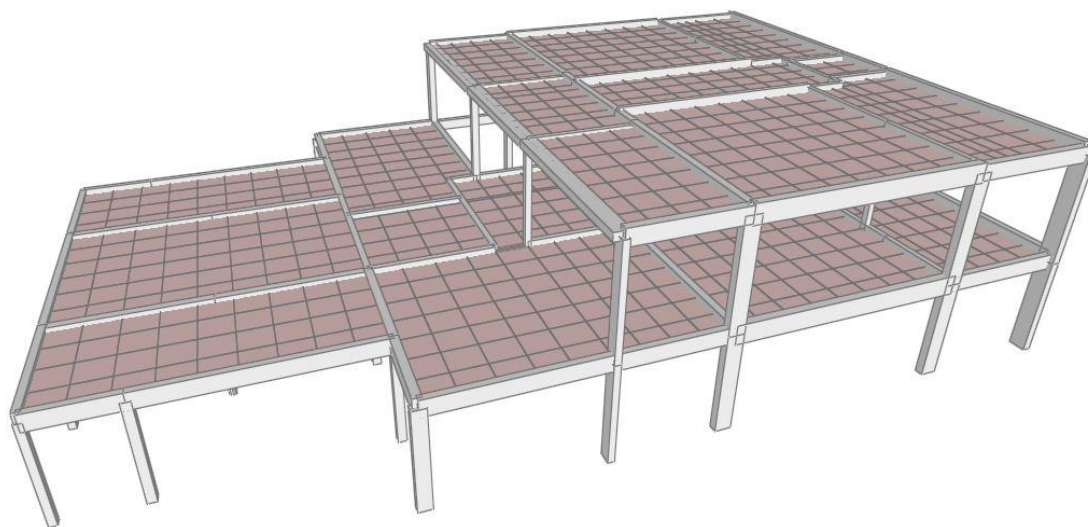


Figura 43 – Modelação estrutural

VI.4.1. Análise modal

Procedeu-se à análise modal da estrutura com o objetivo de conhecer qual o comportamento próprio de vibração da estrutura. Com recurso ao programa de cálculo automático, obtiveram-se os resultados apresentados no Quadro 32. É possível concluir que o modo fundamental de vibração da estrutura consiste num movimento de translação segundo o eixo YY do programa (menor dimensão em planta), para o qual participa pouco mais de 75% da massa do edifício.

Quadro 32 – Modos de vibração do corpo I da EB1 da Penalva

Modo de Vibração	T [s]	f [Hz]	% Massa Mobilizada			Somatório da % de massa mobilizada		
			Desloc. X	Desloc. Y	Rotação Z	Desloc. X	Desloc. Y	Rotação Z
1	1,069	0,936	3,36 %	75,68 %	33,33 %	3,36 %	75,68 %	33,33 %
2	1,030	0,970	82,74 %	3,84 %	29,58 %	86,10 %	79,53 %	62,91 %
3	0,848	1,179	0,70 %	2,40 %	22,68 %	86,80 %	81,92 %	85,59 %
4	0,452	1,772	0,24 %	13,65 %	3,89 %	87,04 %	95,57 %	89,48 %
5	0,389	2,213	12,69 %	0,25 %	3,41 %	99,73 %	95,82 %	92,89 %

Consideram-se apenas cinco modos de vibração, uma vez que o somatório de massa está próximo de 100% (99,73%), considerando-se que estes modos caracterizam convenientemente o comportamento da estrutura. Nas Figuras 43, 44 e 45 apresentam-se os primeiros três modos de vibração.

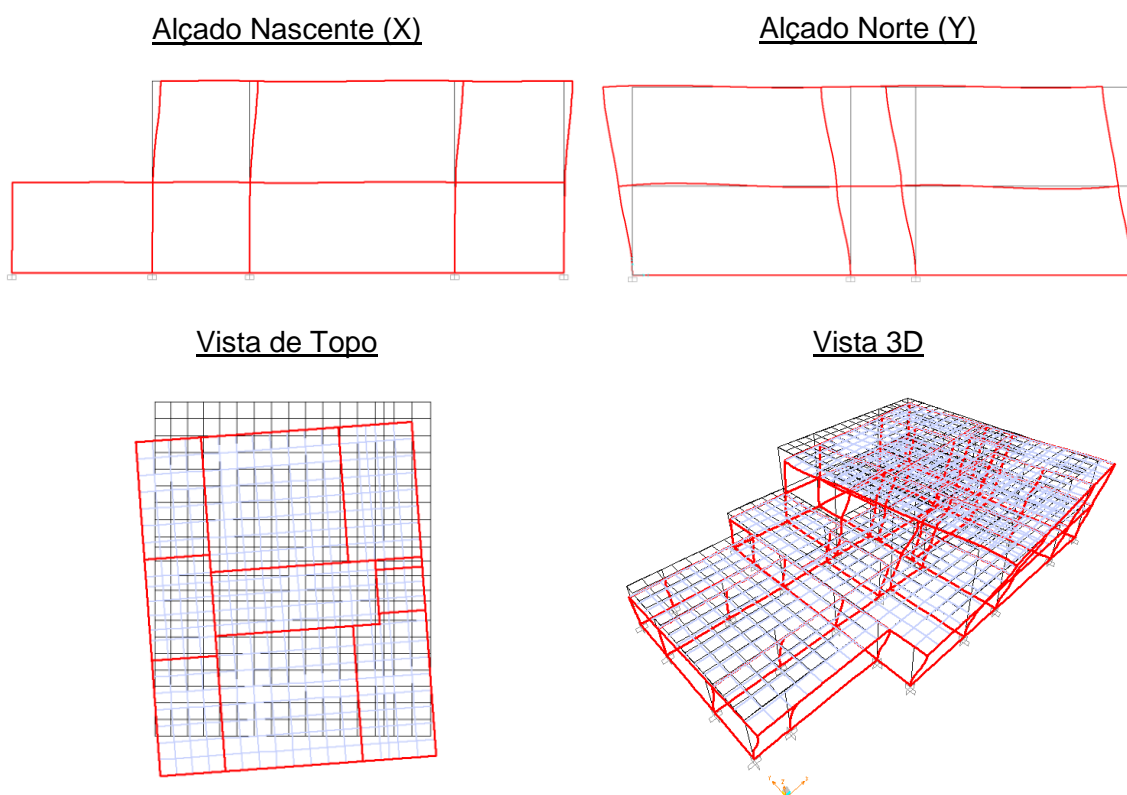


Figura 44 – 1º Modo de Vibração (translação segundo Y): T=1,069s

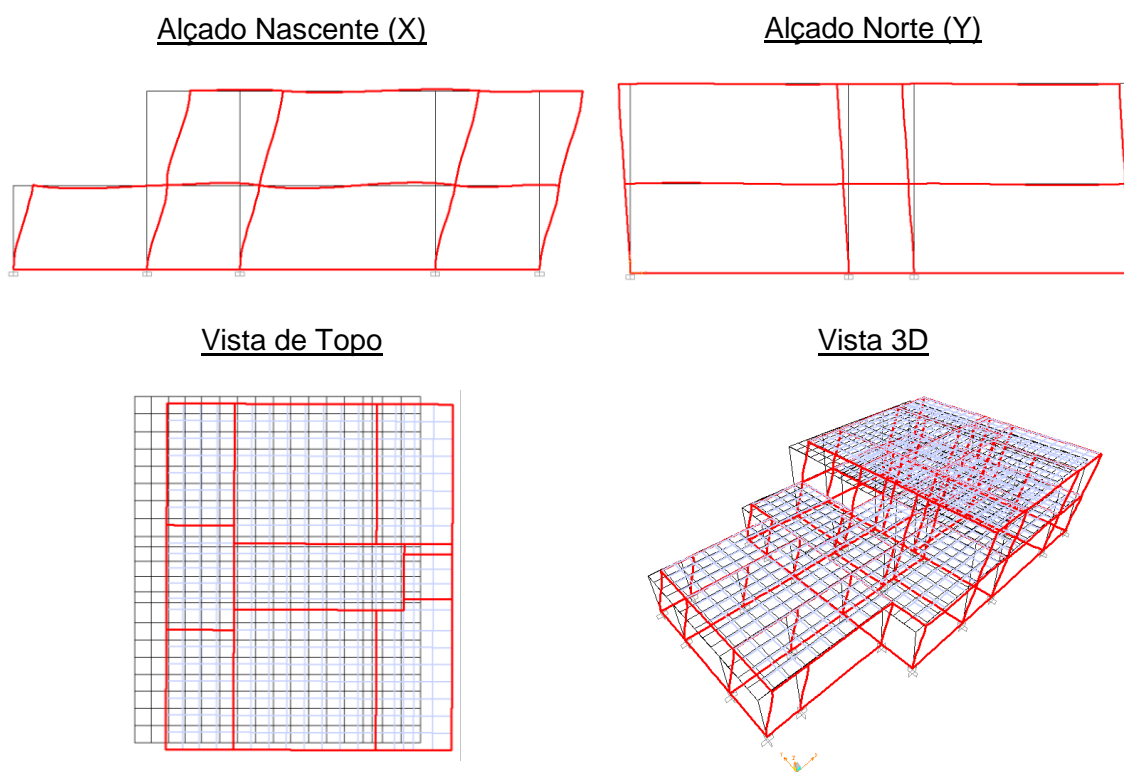


Figura 45 – 2º Modo de vibração (translação segundo X): T=1,030s

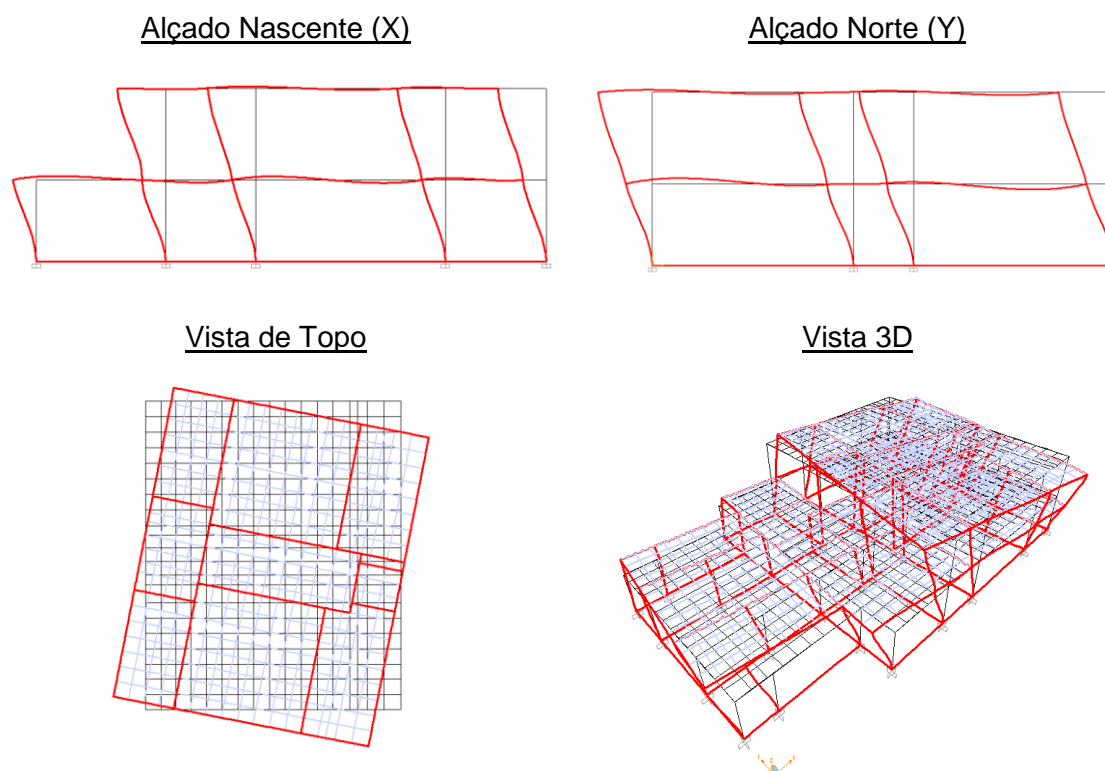


Figura 46 – 3º Modo de vibração (rotação em torno de Z): T=0,848s

VI.4.2. Ações consideradas

Na modelação da estrutura foram consideradas as ações permanentes correspondentes aos pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais, sobrecargas de utilização de acordo com o RSA e a ação sísmica de acordo com o preconizado no EC8.

VI.5. ÍNDICE DE DESEMPENHO SÍSMICO (I_s)

Relembrando o que foi enunciado no capítulo IV, o cálculo o índice de desempenho sísmico da estrutura obedece à equação 14, sendo necessário o cálculo dos três índices que lhe estão associados (S_D , T e E_0).

VI.5.1. Caracterização do Índice SD

Para a caracterização do índice de irregularidade pertencente ao primeiro nível de avaliação quantificou-se a situação referente a irregularidade em planta e altura e quando aplicáveis os itens a considerar.

- Regularidade, q_{1a}

Em relação à regularidade estrutural considerou-se que esta apresentava boas condições. Relativamente à relação da área projetada com a área total do piso, foi efetuada a seguinte análise (piso 1):



Figura 47 – Área projetada (piso 1)

$$A_1(\text{área principal})=349,50 \text{ m}^2 \quad A_2(\text{área projetada})=105,50\text{m}^2$$

$$A_{\text{Total}}=349,50+105,50=455,00 \text{ m}^2$$

$$a=\frac{105,50}{455,00}=0,232 \text{ (23,2\%)} \rightarrow \textit{irregularidade } a_2$$

No que respeita ao piso 2 tem-se irregularidade a_2 . Em suma, tem-se para o parâmetro q_{1a} :

Quadro 33 – Quantificação do parâmetro q_{1a}

Irregularidade	G_i	R_1
Piso 1 (a_2)	0,90	1,00
Piso 2 (a_1)	1,00	1,00

▪ Relação entre comprimentos, q_{1b}

A relação entre o lado maior e o menor, para cada um dos pisos 1 e 2, corresponde a:

$$\text{Piso 1: } b = \frac{28,14}{17,75} = 1,59 < 5$$

$$\text{Piso 2: } b = \frac{17,75}{14,66} = 1,21 < 5$$

Em ambos os casos tem-se para G_i e R_{1i} , respetivamente, valores de 1,00 e 0,50.

▪ Relação, q_{1c}

Tendo em conta o prescrito no MJ, este item não se aplica à estrutura em estudo, pelo que não é considerado em nenhum dos pisos.

▪ Juntas de dilatação, q_{1d}

As juntas de dilatação existentes na estrutura não confinam com outra parte da estrutura em estudo. Neste caso, as juntas não devem ser consideradas pois tal só se verificava se os outros corpos do edifício estivessem também a ser estudados no âmbito da presente dissertação.

- Existência de pátios, q_{1e}
Também este item é de nula consideração. Tal justifica-se pelo facto de não existirem pátios no edifício.
- Excentricidade do pátio, q_{1f}
Derivado pela inexistência explicada no item anterior, o item f não é quantificado.
- Pisos enterrados, q_{1h}
Na estrutura objeto de estudo não existem pisos enterrados, pelo que este item não é considerado.
- Uniformidade de altura dos pisos, q_{1i}
Uma vez que a altura dos pisos é muito próxima, obtém-se para os dois pisos os mesmos valores de G_i e R_{1i} , sendo respetivamente 1,00 e 0,50.

Os parâmetros q_i ficam definidos da seguinte forma:

$$q_{1a}^{PISO1} = [1 - (1 - 0,90) \times 1,00] = 0,90 \quad \text{Equação 37}$$

$$q_{1a}^{PISO2} = [1 - (1 - 1,00) \times 1,00] = 1,00 \quad \text{Equação 38}$$

$$q_{1b}^{PISO1} = q_{1b}^{PISO2} = [1 - (1 - 1,00) \times 0,50] = 1,00 \quad \text{Equação 39}$$

$$q_{1i}^{PISO1} = q_{1i}^{PISO2} = [1 - (1 - 1,00) \times 0,50] = 1,00 \quad \text{Equação 40}$$

O índice S_D fica então definido para o primeiro nível da seguinte forma:

$$S_{D1}^{PISO1} = 0,90 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 0,90 \quad \text{Equação 41}$$

$$S_{D1}^{PISO2} = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 1,00 \quad \text{Equação 42}$$

VI.5.2. Caracterização do Índice T

O índice representativo da deterioração da estrutura é obtido com base em inspeções *in situ* efetuadas no primeiro semestre de 2011, das quais resultou um registo fotográfico para justificação de eventuais patologias observadas.

Recordando a definição do índice **T** para o primeiro nível de avaliação (quadro 24) foi analisado caso a caso para cada um dos itens a ser observado.

▪ **Deformações**

Pela visita efetuada às instalações da EB1 da Penalva foi possível observar pilares (exemplo na Figura 48) e vigas existentes, não sendo possível observar qualquer tipo de deformação passiva de observação visual. A classificação por este item apenas quer transparecer que as deformações não sendo visíveis não são excessivas ou problemáticas, devendo encontrar-se dentro dos limites. Por isto conclui-se que para o item correspondente a deformações o índice **T** assume o valor de 1,00.



Figura 48 – Pilar localizado na sala de refeições (piso 1 – Rés-do-chão)

▪ **Fissuração**

Optou-se por atribuir o valor unitário ao item correspondente à fissuração devido à inexistência de fissuração a olho nu que se enquadrasse dentro dos parâmetros do MJ.

▪ **Incêndio**

Aquando da visita ao local, foi colocada a questão às funcionárias da escola se tinha existido algum incêndio nas instalações, à qual a resposta foi negativa, tendo sido atribuído para este item também o valor unitário.

- Ocupação

Não existe nenhum tipo de ocupação de produtos químicos ou semelhantes que ponham em período a estabilidade do edifício em caso de abalo sísmico (como por exemplo explosões como consequência do sismo). Perante este cenário atribui-se 1,00.

- Idade do edifício

Como referido na caracterização do edifício, o corpo I em análise foi construído recentemente (concluído em 2010) e inaugurado aquando das comemorações do centenário da República, em 5 de Outubro de 2010. Foi ainda referido em VI.3 que a ação sísmica foi considerada tendo em conta o RSA, logo, e perante o Quadro 25, neste termo tem-se $T=0,90$.

- Condições de acabamento

Pela visita efetuada é claro o bom estado de acabamento do edifício, não sendo observadas deteriorações ou fragmentações quer internamente quer externamente, como se pode observar pelas imagens das Figuras 48 e 49.



Figura 49 – Exemplo de aspeto do acabamento exterior da escola



Figura 50 – Exemplo do aspeto do acabamento interior da escola

O Método prescreve que deve ser atribuído para o edifício o menor valor de **T** para cada item inspecionado. Assim sendo e perante as justificações apresentadas e valores referidos o índice de deterioração **T** assume-se como sendo igual a 0,90. Segundo o Método Japonês, este parâmetro é multiplicado por **E₀**, valor da resistência do edifício dado pelos elementos estruturais, havendo lugar a uma pequena redução do seu valor.

VI.5.3. Caracterização do Índice E_0

Este índice deve ser atribuído para cada piso e em cada direção ortogonal do edifício. Foi atribuído para cada direção, conforme a Figura 51, eixos X e Y.

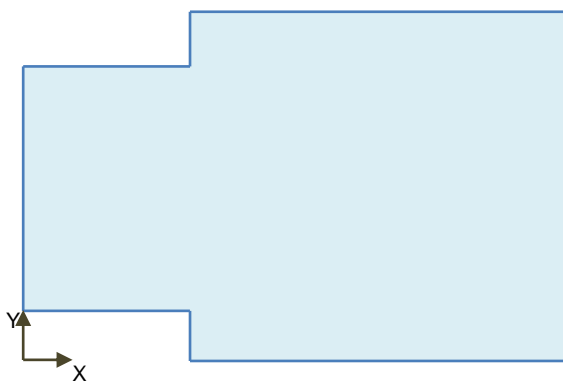


Figura 51 – Representação esquemática da planta e eixos considerados

A análise dos elementos estruturais mostrou não haver nenhuma parede resistente de betão armado, sendo necessário proceder contudo à definição dos outros elementos verticais como sendo pilares ou colunas curtas. Utilizando a metodologia enunciada no Quadro 27, conclui-se que não existem colunas curtas, encontrando-se a relação h_0/D acima de 2,00 em cada piso e em cada direção ortogonal considerada. Nos anexos V e VI encontram-se identificados os pilares, suas dimensões e cálculo da relação a fim da sua classificação. Uma vez que apenas se verifica a existência de pilares é somente para estes que importa determinar os índices de resistência (C_c) e o índice de ductilidade (F).

Recordando a Equação 31, o cálculo do índice de resistência dos pilares envolve a utilização da sua tensão média resistente (τ_c), as áreas dos pilares, o peso total do piso bem como o parâmetro β_c .

Quanto à tensão média de resistência dos pilares, o MJ refere que este valor pode ser considerado como 1,00 N/mm² ou 0,7 N/mm² para os casos em que se tem uma relação h_0/D superior a 6,00. Para o primeiro piso, assim como no segundo, verifica-se esta última condição o que corresponde à utilização de 0,7 N/mm² (700kN/m²) para τ_c .

O valor a atribuir a β_c corresponde a:

$$\beta_c = \frac{13,3}{20,0} = 0,67 \quad \text{Equação 43}$$

Sendo que é apresentado no Anexo VI os quadros correspondentes ao cálculo de C_c , apresenta-se aqui resumidamente os parâmetros obtidos para cada piso e cada direção ortogonal.

Quadro 34 – Valores de C_c obtidos para o primeiro nível de avaliação

Piso	Direção	τ_c N/mm ²	A_c mm ²	Σ_w N	β_c	C_c
1	X	0,70	3128175	3699308	0,67	0,39
	Y	0,70	3128175	3699308	0,67	0,39
2	X	0,70	2115000	1566710	0,67	0,63
	Y	0,70	2115000	1566710	0,67	0,63

A principal razão para a igualdade de valores para X e Y (em cada um dos pisos) deve-se ao facto de as aberturas localizadas junto de pilares não contemplarem medidas suficientes para que a relação h_0/D conduzisse a valores inferiores a 6,0 o que poderia levar numa das direções a casos de τ_c com valor de $1,00 \text{ N/mm}^2$ ou, no caso de $h_0/D < 2,00$ consideração de colunas curtas.

O índice de ductilidade proposto no MJ para o primeiro nível foi o assumido na aplicação da mesma ao caso de estudo, ou seja, tem-se F_c igual a 1,00.

Recordando as equações 21 e 22, o Índice de Desempenho da estrutura é dado pelo maior valor obtido de entre as equações enumeradas, sendo que será necessária a aplicação das mesmas para cada piso e cada direção ortogonal. Contudo, e como já referido, poderia ser dispensado o cálculo para cada uma das direções, uma vez que se tem iguais valores de C_c .

Pela equação 24, obtém-se:

$$E_{0X}^{\text{PISO1}} = E_{0Y}^{\text{PISO1}} = \frac{2+1}{2+1} (0 + 1,0 \times 0,39) \times 1,0 = 0,39$$

$$E_{0X}^{\text{PISO2}} = E_{0Y}^{\text{PISO2}} = \frac{2+1}{2+2} (0 + 1,0 \times 0,63) \times 1,0 = 0,47$$

E pela equação 25 alcança-se o valor de:

$$E_{0X}^{\text{PISO1}} = E_{0Y}^{\text{PISO1}} = \frac{2+1}{2+1} (0 + 0,7 \times 0 + 0,5 \times 0,39) \times 0,8 = 0,16$$

$$E_{0X}^{\text{PISO2}} = E_{0Y}^{\text{PISO2}} = \frac{2+1}{2+2} (0 + 0,7 \times 0 + 0,5 \times 0,63) \times 0,8 = 0,19$$

Seria expectável que, devido ao fator de modificação $\frac{n+1}{n+i}$ o valor para o segundo piso fosse menor, contudo a redução do fator não é suficiente para atenuar os efeitos que se traduzem por o piso dois ser mais pequeno, logo tem menos peso a suportar, o que conduz a um maior valor para E_0 no segundo piso, o que leva a prever um índice de desempenho sísmico superior para o segundo piso.

VI.5.4. Obtenção do Índice de desempenho sísmico (I_S)

O índice de desempenho sísmico calculado com recurso à Equação 14 obtém-se apenas para cada piso (1 e 2). Recordando os parâmetros que lhe estão ligados, tem-se:

Quadro 35 – Resumo da obtenção de I_S

Piso	S_D	T	E_0	I_S
1	0,90	0,90	0,39	0,32
2	0,90 ¹	0,90	0,47	0,38

VI.6. ÍNDICE DE COMPORTAMENTO SÍSMICO (I_{S0})

Para a estrutura em estudo, o cálculo do índice de comportamento sísmico teve como referência a equação 36, pelas razões já indicadas anteriormente, que é neste ponto recuperada:

$$I_{S0} = \frac{2,5 \times a_{gR} \times s \times \gamma_1 \times \lambda}{g \times q}$$

Relembrando que λ simboliza a percentagem de massa mobilizada no modo fundamental da estrutural, da análise modal efetuada (apresentada em VI.4) resultou para o primeiro modo de vibração uma mobilização de massa de 75,68%. Recorrendo ainda ao estudo realizado no capítulo IV, referente à sismologia, foi caracterizada a zona sísmica correspondente ao Barreiro cujos parâmetros descritos se revelam cruciais para a quantificação de I_{S0} . Para a obtenção do Índice de Comportamento Sísmico através da equação anteriormente referida são necessários os parâmetros referidos no quadro 36.

¹ Pese embora tenha sido obtido o valor de 1,00 para o segundo piso, o Método Japonês refere que após analisados todos os pisos, ser-lhes-á atribuído o menor valor obtido de entre todos os pisos. Assim, assume-se para o segundo piso o valor de 0,90.

Quadro 36 – Cálculo do Índice de comportamento sísmico pela equação 36

Parâmetros	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2
a_{gR} [m/s ²]	1,500	1,700
S	1,365	1,375
γ_1	1,450	1,250
q	2,00	
λ	75,68 %	
I_{s0}	0,287	0,282

Do Quadro 36 é possível concluir que o valor mais condicionante é relativo à ação sísmica de tipo 1, que pese embora seja afetada de acelerações na rocha e fator de solo menores, vê o seu valor superar o sismo tipo 2 devido à prescrição no AN do EC8 de um índice de importância superior.

A análise comparativa dos índices é apresentada no Gráfico 5. É possível concluir que no segundo piso existe uma reserva de capacidade resistente superior ao piso 1, devendo-se sobretudo à diminuição de peso que o segundo piso apresenta.

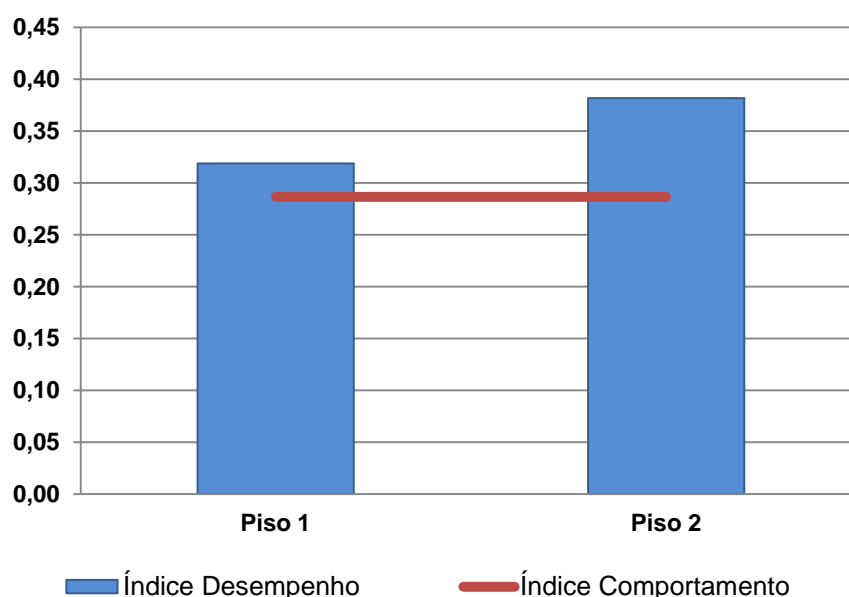


Gráfico 5 – Comparação entre I_s e I_{s0} para avaliação da vulnerabilidade

Para o primeiro piso, e partindo de uma análise em que apenas é considerado o sismo do tipo 1 por ser o mais condicionante, existe uma reserva na ordem dos 9%, sendo que no segundo piso é possível alcançar os 24,6%.

A opção por considerar um coeficiente de comportamento de 2,00 ao contrário dos 2,50 preconizados no projeto da estrutura resulta do facto de esta análise ser efetuada no âmbito de outro regulamento. O projetista considerou um coeficiente de comportamento de 2,50 o que significa considerar que a estrutura é de ductilidade média. No caso do EC8, a adoção de valores de q superiores a dois está condicionada à verificação de algumas regras construtivas no dimensionamento e posterior pormenorização da estrutura. Assim, e uma vez que estas condições não foram verificadas, utilizou-se $q=2,00$.

VI.7. PRINCIPAIS CONCLUSÕES E ANÁLISE COMPARATIVA

Da comparação entre os valores de I_s e I_{s0} conclui-se que a estrutura da escola EB1 da Penalva obtém um desempenho sísmico satisfatório no primeiro nível.

Contudo, e uma vez que se tem disponível dados da análise no programa de cálculo automático, é possível proceder a uma análise comparativa. Referentemente ao Índice de Comportamento Sísmico (I_{s0}), alguns estudos, [Albuquerque, P.; 2008] e [Stolovas, S.; 2009], referem que o índice de comportamento sísmico pode ser equiparado a um coeficiente sísmico (nesta dissertação representado por $C_{s\acute{m}ico}$), sendo este último dado pelo quociente entre as forças horizontais provenientes da análise dinâmica pelo peso do edifício (Equação 44).

$$C_{s\acute{m}ico} = \frac{F_H}{W_{Edif\acute{c}io}} \quad \text{Equação 44}$$

Para ser possível uma análise deste género foi necessário criar no programa de cálculo automático dois modelos separados: um correspondente ao piso 1 e outro ao piso 2. De cada um desses modelos extraíram-se os valores necessários, designadamente o peso de cada um dos pisos (W_i) e forças de corte basal (F_b) em cada uma das direções ortogonais da estrutura.

Quadro 37 – Peso dos pisos (pela análise modal)

Piso	W_i [kN]	W_T [kN]
2	1566,71	1566,71
1	3699,31	5266,02

Apresentando um quadro comparativo, onde se apresentam os dados resultantes da consideração de $C_{sismico}$, I_s e I_{S0} , permite-nos aferir ainda algumas considerações acerca dos métodos e parâmetros envolvidos no estudo.

Quadro 38 – Quadro comparativo para análise de $C_{sismico}$, I_{S0} e I_s

	F_b [kN]	$C_{Sismico}$	I_{S0}	$C_{sismico}/I_{S0}$	I_s		$I_s > I_{S0}$
					Piso 1	Piso 2	
X	972,63	0,163	0,287	56,79%	0,32	0,38	Verifica
Y	907,15	0,152	0,287	52,96%			Verifica

Constata-se que $C_{sismico}$ representa apenas, na pior das hipóteses, 56,79% de I_{S0} , o que simboliza que a metodologia de avaliação japonesa é uma metodologia conservativa, ou seja, favorece a segurança ao obter valores mais elevados no primeiro nível para I_{S0} , condicionando assim um resultado satisfatório e encaminhando para o segundo nível a fim de efetuar uma análise mais profunda. É possível ainda verificar que quando comparados $C_{sismico}$ com I_s a estrutura em estudo apresenta um resultado extremamente satisfatório, ou seja, a sua resistência satisfaz as mais severas condições da ação que é o sismo.

VII. CONSIDERAÇÕES FINAIS

VII.1. PESQUISAS REALIZADAS

Tendo em vista o desenvolvimento da presente dissertação de Mestrado, foi necessário proceder a uma pesquisa de conteúdos que se relacionassem com o tema central da mesma, ou seja, Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica do Barreiro. Para tal recorreu-se não só a artigos científicos e teses / dissertações como também ao arquivo documental da Câmara Municipal do Barreiro e respetiva Biblioteca Municipal com vista a obter alguns dados acerca do Barreiro e sua evolução.

Terminada a fase de caracterização do edificado (panoramas nacional e barreirense) procedeu-se a uma descrição de alguns aspetos sísmológicos como a origem dos sismos, sua quantificação e caracterização assim como realçar alguns aspetos regulamentares dos mesmos.

De forma a selecionar uma das várias metodologias existentes, foi necessário pesquisar um pouco acerca do “estado da arte”, no que diz respeito à avaliação da vulnerabilidade. Optou-se pela metodologia utilizada pelo Ministério da Construção do Japão, a qual é descrita no capítulo V.

Por fim, após a seleção da estrutura alvo de avaliação, e reunida a documentação necessária (como por exemplo o projeto de arquitetura e estabilidade) desenvolveu-se a aplicação da metodologia à estrutura em estudo, concluindo que esta apresenta um desempenho sísmico satisfatório.

VII.2. CONCLUSÕES

Apreciou-se de forma superficial, com base em dados estatísticos e conjugados com dados científicos, o edificado Barreirense, concluindo-se que de acordo com a tipologia do parque construído e fazendo a correspondência às classes de Vulnerabilidade da EMS-98 que, para um cenário sísmico com intensidade na zona do Barreiro semelhante a 1755, a freguesia do Barreiro seria aquela onde maior percentagem de edifícios (50 a 75%) apresentariam danos severos. Tal fato ficará a dever-se a forte presença de edifícios mais antigos, isto é, mais de 50% com estrutura de alvenaria argamassada sem placa.

Depois de analisadas algumas das metodologias, foi adotado ao estudo o Método Japonês por este se revelar expedito e de fácil aplicação bem como conservativo, ou seja, encontrar-se favorável à segurança. A escolha do exemplo para estudo e aplicação da metodologia deveu-se à importância que a estrutura tem (pelo EC8: classe de importância III) tendo em atenção o grupo que a utiliza.

Pese embora os resultados alcançados serem satisfatórios em termos de desempenho sísmico estrutural da EB1 da Penalva, considerou-se pertinente efetuar alguns comentários relativos a esses mesmos resultados.

Em primeiro lugar, no que respeita ao Índice de Desempenho Sísmico, importa recordar que o valor alcançado diz respeito apenas ao primeiro nível de avaliação, aquele que de todos é o mais conservativo. Uma eventual passagem ao segundo nível de avaliação preconizado no MJ levaria a considerar mais precisamente a resistência dos pisos e respetivos elementos estruturais, nomeadamente no que diz respeito à resistência e ductilidade dos elementos estruturais verticais até à sua resistência última. Aí seria utilizado para cada elemento o menor dos valores de resistência última obtidos para cada modo de rotura (seja flexão ou corte). Com este cenário o valor de desempenho sísmico seria mais preciso e estar-se-ia a aproximar do real valor da resistência da estrutura para ações horizontais, neste caso sísmicas.

VII.3. TRABALHOS FUTUROS

De forma a contribuir para estudos de vulnerabilidade sísmica, ficam registadas algumas sugestões de trabalhos futuros que possam ser desenvolvidos.

Assim, e tendo em conta que é de extrema importância o conhecimento da capacidade resistente do parque habitacional, o surgimento de estudos que tenham por base a avaliação da capacidade sísmica resistente de grandes aglomerados populacionais seria um instrumento de trabalho tendo em vista o eventual necessário reforço sísmico das zonas estudadas.

Considerando também a faixa etária da população que frequenta escolas do primeiro ciclo, o levantamento da vulnerabilidade sísmica do parque escolar português poderia prevenir graves consequências, em caso de colapsos estruturais, numa geração que será o futuro do país, levando a graves perdas sociais e económicas.

VIII. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

[AGS; s.d.], Arkansas Geological Survey, Earthquakes – General Information, Página na Internet consultada em 19.11.2011

http://www.geology.ar.gov/geohazards/general_info.htm

[Albuquerque, P.; 2008], Metodologia de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica Estrutural do Ministério de Construção do Japão – Adaptação e Aplicação ao Corpo 22 do Hospital de Santa Maria, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

[Appleton, J.; 2007], A construção de edifícios em Portugal no século XVIII: de Mafra à reconstrução de Lisboa, Colóquio comemorativo dos 25 anos do Memorial do Convento, Mafra

[Appleton, J.; s.d.], Construções em betão – Nota histórica sobre a sua evolução

C

[Carvalho, E., Oliveira, C.; 2004], Construção Anti-sísmica – Edifícios de pequeno porte, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 6ª Edição.

[CENSOS; 2001], Instituto Nacional de Estatística, Lisboa.

[Cóias e Silva, V; 2001], Viabilidade técnica de execução do “Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) e Grémio de Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico, Lisboa

[Cóias, V; 2007], Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos, Argumentum/Gecorpa, 2ª Edição

[Correia, M.; s.d.], Manual de Betão Armado e de pré-fabricação, Edições Rei dos Livros, Lisboa.

[Costa, P., et al; 2004], Caracterização Geotécnica dos Solos da Área da Grande Lisboa e Concelhos Limítrofes, Sísmica 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.

[Costa, R.; 2010], Validação da Metodologia ICIST/ACSS de Avaliação do Risco Sísmico de Unidades de Saúde – Caso de Estudo do Centro de Saúde de Loulé, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Militar, Instituto Superior Técnico / Academia Militar

[Costa, S.; 2011], Mapa freguesias concelho Barreiro. Página na internet consultada em 20.08.2011.

http://www.sergiocosta.eu/in_situ/mapa_freguesias.php?concelho=12

D

[D'arga e Lima, J., Coelho, A., Monteiro, V.; 1970], Manual de Betão Armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

E

[Ferreira, C.; 2008], Vulnerabilidade sísmica do parque edificado na cidade de Aveiro, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.

G

[Gonzalez, J.; 2008], Evaluation of The Regulations Used in Colombia For The Seismic Vulnerability Assesment of Existing Concrete Strucutres, A Dissertation submitted in Partial Fulfilment os the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering, Università degli Studi di Pavia.

I

[IST; s.d], Espetros de resposta RSA, Instituto Superior Técnico, Lisboa. Página na internet, consultada em 10.09.2011.

<http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/rsa.htm>

L

[Lopes, M.; 2008], Sismos e Edifícios, Edições Orion, Amadora.

M

- [Macedo, C.; 1994], Sismos, Coimbra.
- [Martins, J.; 2011], Avaliação da Segurança Sísmica das Construções – Método Japonês, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- [Matos, V.; 2001], À espera do terramoto, Arquitetura e Vida, pp. 16 a 22.
- [Mayer, F.; 2008], Estrutura Geral de Custos em Obras de Reabilitação de Edifícios, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- [Mello, E.; 1895], Monographia do Concelho do Barreiro, Um Olhar Sobre o Barreiro – Século XVIII – Final do Século XIX – Princípios do século XX, I Série, n.º 2.

N

- [NP EN 1998-1; 2010], Eurocódigo8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1 – Regras gerais, ação sísmica e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade, Costa de Caparica.
- [Nível, C.; 2009], Projeto de execução da estrutura da EB1 da Penalva, Barreiro.

O

- [Oliveira, C.; 2003], Sistemas Semi-Ativos de Proteção Sísmica de Pontes, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico

P

- [PAHO; 2000], Pan American Health Organization, Principles of Disaster Mitigation in Health Facilities – Annex: Methods for the Analysis of Structural Vulnerability, Washington D.C.
- [Proença, J.; et al; 2010], Metodologia ICIST/ACSS de Avaliação do Risco Sísmico de Unidades de Saúde, Sísmica 2010 - 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica
- [PennState; s.d.], College of Earth and Mineral Sciences, Charles F. Richter, Página na internet consultada em 19.11.2011
https://www.e-education.psu.edu/earth520/content/l2_p26.html

R

- [Ramos, L., Lourenço, P.; 2000], Análise das Técnicas de Construção Pombalina e Apreciação do Estado de Conservação Estrutural do Quarteirão do Martinho da Arcada, Revista Engenharia Civil, Número 7, pp 35 a 46, Universidade do Minho, Guimarães.
- [Rôlo, R.; 2009], Geração de Pares de Sismos Compatíveis Com Um Espectro De Resposta, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [Romeu, V., e al; 2009], Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana – Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra, Universidade de Aveiro.
- [RSA; 1983], Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifício e pontes, Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio.
- [RVSE; 2001], Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado, SPES e GECORPA, Lisboa

S

- [Sampaio, P., Martins, J.; 2006], Noções de análise sísmica de edifícios, Série Estruturas, 1ª Edição.
- [Santos, M.; 2006], Estudo de Danos Ocorridos em Lisboa pelo Terramoto de 1755: Quantificação e Discussão, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico
- [Saraiva, J., Appleton, J.; 2006], Avaliação da capacidade sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o Eurocódigo8 – Parte 3, 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas;
- [SETH, s.d.], Obras Históricas – Ponte da Vala Nova – Benavente, Queijas;
- [Sousa, M.; Costa, A.; Caldeira, L.; 2010], Apreciação do Risco Sísmico em Lisboa, Revista portuguesa de engenharia de estruturas, Série II, n.º 8, pp. 25 a 41;
- [Stolovas, S.; 2009], *Metodologia de Avaliação simplificada da vulnerabilidade sísmica de estruturas e sua adaptação ao Brasil*, revista Engenharia n.º 592, pp 126 a 130.

I

[TJBDPA; 2001], The Japan Building Disaster Prevention Association, *Standard for Seismic Evaluation of existing Reinforced Concrete Buildings*, English Version 1st

V

[Vazão, A.; s.d.], Página na internet consultada em 19.10.2011
<http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/47/Piod%C3%A3o.jpg>

W

[Wikipedia; 2011], Página na internet consultada em 21.10.2011
http://pt.wikipedia.org/wiki/Escala_de_Richter

Y

[Yakut, A., s.d.], Reinforced concrete frame construction, Middle East Technical University, Turkey.

ANEXOS

ANEXO I – Valores utilizados na definição dos espectros de resposta analisados no ponto IV.4 da Dissertação.....	119
ANEXO II – Cronogramas para aplicação dos diferentes níveis de avaliação do Método Japonês	125
ANEXO III – Observações Adicionais para a definição dos parâmetros G_i e R_i	135
ANEXO IV – Peças Desenhadas	141
ANEXO V – Propriedades geométricas dos elementos estruturais (pilares e vigas) da Escola EB1 da Penalva	157
ANEXO VI – Obtenção do Índice de Resistência dos Pilares (C_c).....	161

ANEXO I

**Valores utilizados na definição dos espectros de resposta
analisados no ponto IV.4 da Dissertação**

ANEXO II

Cronogramas para aplicação dos diferentes níveis de avaliação do Método Japonês

ANEXO III

Observações Adicionais para a definição dos parâmetros G_i e R_i

(adaptado de [TJBDPA; 2001])

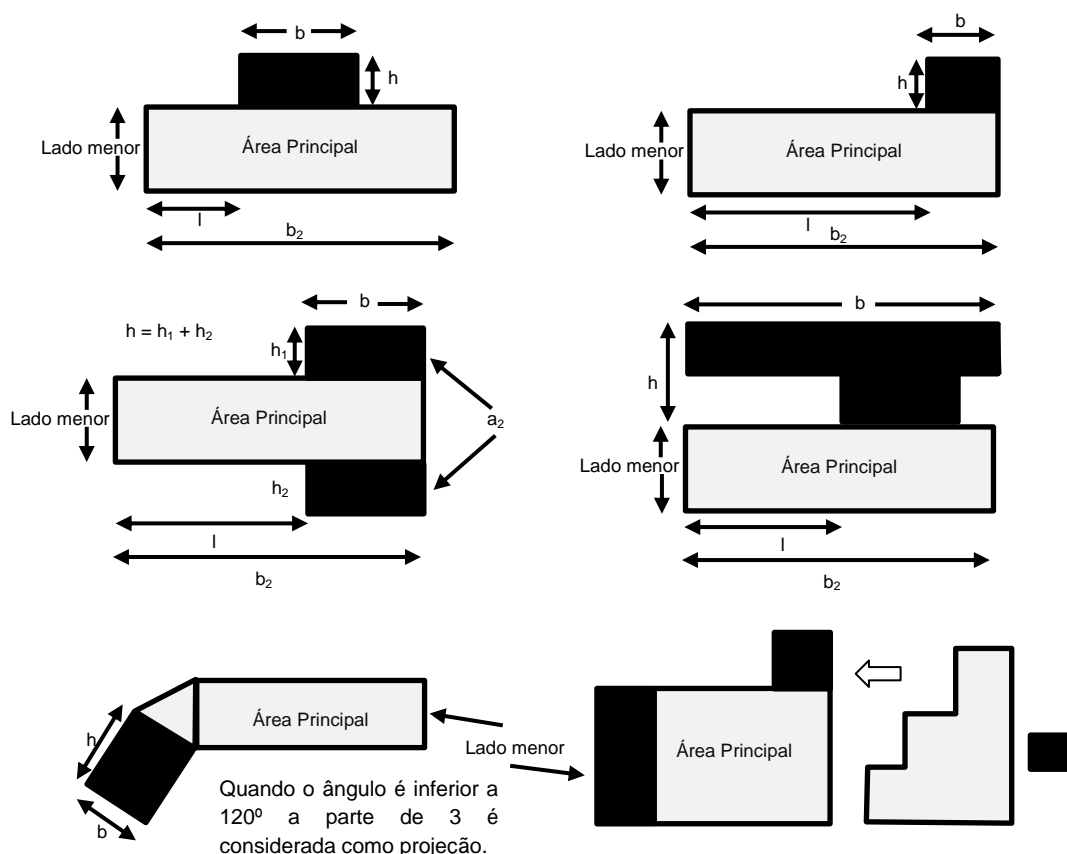
Parâmetro a

a_1 – Regularidade estrutural boa. Área de projecção inferior a 10% da área do piso em planta.

a_2 – Pior regularidade estrutural que a_1 . Área de projecção não é superior a 30% da área em planta do piso, com configuração L, U ou T.

a_3 – Regularidade estrutural pior que a_2 . Área de projecção superior a 30% da área em planta do piso, com configuração L, U ou T.

A área de projecção deve ser considerada como sendo a de menor área, sendo o restante a área principal da planta da estrutura. No caso de h/b ser inferior a 0,5, não deve ser considerado neste item a parte projectada.



Parâmetro b (Comprimento do lado maior/comprimento do lado menor)

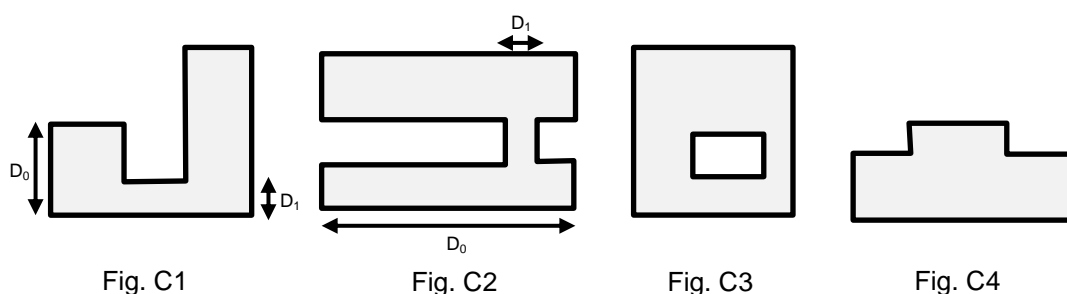
No caso de a planta não ser rectangular, o comprimento do lado mais longo pode ser considerado ignorando a área de projecção, quando esta última é inferior a 10% da área total do piso. De outra forma, o comprimento pode ser considerado $b_1=2l$ e b_2 conforme a figura

(cont.)

acima. No caso de plantas com configurações do tipo “^” e sem área projectada, o comprimento maior deverá ser considerado o mais longo.

Parâmetro **c** (D_1/D_0)

Edifícios que apresentem configurações em planta semelhantes às figuras C1 e C2 devem ser-lhes considerado que possuem partes estreitas. Nos casos retratados nas figuras C3 e C4 não deve ser considerada a existência de partes estreitas. Ainda referente à figura C2 há a acrescentar que ambos os factores de redução pelo equilíbrio estrutural e partes estreitas deve ser avaliado, sendo atribuído o pior dos dois factores reductivos.



Parâmetro **d** (Espessura da junta de dilatação/Altura da base à junta de dilatação)

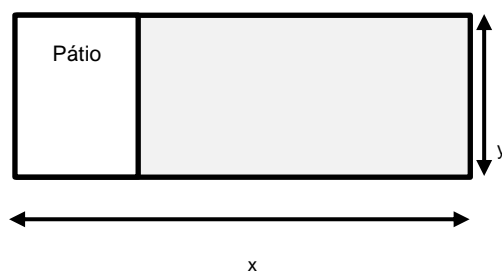
Parâmetro **e** (Área do pátio/Área da planta do piso)

É considerado pátio o espaço que se estende por dois ou mais andares, não sendo no entanto cercado por paredes no rés-do-chão.

Parâmetro **f**

f_1 – Quociente entre a distância desde o centro do piso e o centro do pátio com o comprimento mais pequeno do edifício, conforme ilustrado na imagem ($f_1=r/y$)

f_2 – Quociente entre a distância desde o centro do piso e o centro do pátio com o comprimento mais pequeno do edifício ($f_2=r/x$)



(cont.)

Parâmetro h (Área da cave/Área total do piso em planta)

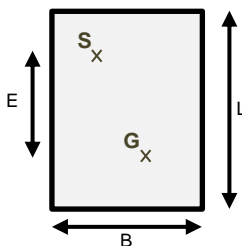
Parâmetro i (Altura do piso superior/Altura do piso estudado)

No caso de estar a ser analisado o piso de topo, deverá utilizar-se a altura do piso imediatamente abaixo deste, ficando então neste caso o parâmetro caracterizado pelo quociente entre a altura do piso inferior com a altura do piso estudado.

Parâmetro j (Presença de colunas verticais que sustentam o edifício, deixando o piso térreo livre, ou vazado)

Parâmetro l ($E/\sqrt{B^2 + L^2}$) – Excentricidade entre o C_G e C_R

Calculo baseado na nomenclatura originária da imagem seguinte, que representa o centro de gravidade do edifício e o centro de rigidez do mesmo.



Parâmetro n (relação entre rigidez e massa do piso acima/relação entre rigidez e massa do piso estudado) $\times \beta$

O parâmetro β é obtido por: $\beta = (N - 1)/N$ em que N corresponde ao número de pisos suportados pelo piso em estudo.

ANEXO IV

Peças Desenhadas

(Adaptado de [Nível, C.; 2009])

ANEXO V

Propriedades geométricas dos elementos estruturais (pilares e vigas) da Escola EB1 da Penalva

(adaptado de [Nível, C.; 2009])

Vigas			
Nome	Tipo	b [m]	h [m]
V1	A	0,20	0,50
V2	A	0,20	0,50
V3	A	0,20	0,50
V4	A	0,20	0,50
V5	B	0,25	0,50
V6	B	0,25	0,50
V7	C	0,25	0,40
V8	B	0,25	0,50
V9	D	0,25	0,55
V10	A	0,20	0,50
V11	A	0,20	0,50
V12	A	0,20	0,50
V13	A	0,20	0,50
V14	E	0,20	0,16
V15	A	0,20	0,50
V16	D	0,25	0,55
V17	B	0,25	0,50
V18	B	0,25	0,50
V19	F	0,25	0,60
V20	A	0,20	0,50
V21	G	0,20	0,70
V22	D	0,25	0,55
V23	D	0,25	0,55
V24	A	0,20	0,50
V25	B	0,25	0,50
V26	H	0,25	0,70
V27	B	0,25	0,50
V28	H	0,25	0,70
V29	A	0,20	0,50
V30	B	0,25	0,50
V31	B	0,25	0,50
V32	B	0,25	0,50
V33	B	0,25	0,50
V34	I	0,20	0,30
V35	D	0,25	0,55
V36	D	0,25	0,55
V37	D	0,25	0,55
V38	G	0,20	0,70
V39	A	0,20	0,50
V40	F	0,25	0,60
V41	C	0,25	0,40
V42	H	0,25	0,70
V43	A	0,20	0,50

Pilares				
Nome	Piso 1		Piso 2	
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
P1	0,20	0,20	-	-
P2	0,20	0,25	-	-
P3	0,20	0,25	-	-
P4	0,20	0,20	-	-
P5	0,25	0,25	-	-
P6 e P7	$\Phi = 0,25$		-	-
P8	0,25	0,25	-	-
P9	0,40	0,25	-	-
P10	0,25	0,25	-	-
P11	0,25	0,25	-	-
P12	0,25	0,25	-	-
P13	0,25	0,25	-	-
P14	0,40	0,25	-	-
P15	0,20	0,40	-	-
P16	0,20	0,40	-	-
P17	0,25	0,40	0,25	0,40
P18	0,25	0,20	0,25	0,20
P19	0,20	0,40	0,20	0,20
P20	0,20	0,40	0,20	0,40
P21	0,25	0,40	0,25	0,40
P22	0,25	0,40	0,25	0,40
P23	0,50	0,20	0,50	0,20
P24	0,50	0,20	0,50	0,20
P25	0,25	0,50	0,25	0,25
P26	0,50	0,25	0,50	0,25
P27	0,50	0,25	0,50	0,25
P28	0,20	0,20	0,20	0,20
P29	0,50	0,20	0,50	0,20
P30	0,50	0,20	0,50	0,20
P31	0,20	0,20	0,20	0,20
P32	0,50	0,25	0,50	0,25
P33	0,20	0,25	0,20	0,25
P34	0,20	0,25	0,20	0,25
P35	0,25	0,50	0,25	0,50
P36	0,25	0,50	0,25	0,50
P37	0,25	0,50	0,25	0,50
P38	0,25	0,50	0,25	0,50

(cont. vigas)

V44	A	0,20	0,50
V45	J	0,20	0,20
V46	H	0,25	0,70
VT	C	0,25	0,40
VC	A	0,20	0,50

ANEXO VI

Obtenção do Índice de Resistência dos Pilares (C_c)

Obtenção do índice de Resistência dos pilares (C_c)Piso 1 – Direcção X

Nome	h_0 [m]	D [m]	h_0 / D	Área [m ²]	τ_c [Kn/m ²]	A x τ_c [kN]
P1	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P2	3,15	0,20	15,75	0,050	700	35,00
P3	3,15	0,20	15,75	0,050	700	35,00
P4	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P5	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P6	3,15	0,22*	14,32	0,049	700	34,36
P7	3,15	0,22*	14,32	0,049	700	34,36
P8	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P9	3,15	0,40	7,88	0,100	700	70,00
P10	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P11	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P12	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P13	3,15	0,25	12,30	0,063	700	43,75
P14	3,15	0,40	7,88	0,100	700	70,00
P15	3,15	0,20	15,75	0,080	700	56,00
P16	3,15	0,20	15,75	0,080	700	56,00
P17	3,15	0,25	12,60	0,100	700	70,00
P18	3,15	0,25	12,60	0,050	700	35,00
P19	3,15	0,20	15,75	0,080	700	56,00
P20	3,15	0,20	15,75	0,080	700	56,00
P21	3,15	0,25	12,60	0,100	700	70,00
P22	3,15	0,25	12,60	0,100	700	70,00
P23	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P24	3,15	0,50	6,30	0,100	700	70,00
P25	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P26	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P27	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P28	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P29	3,15	0,50	6,30	0,100	700	70,00
P30	3,15	0,50	6,30	0,100	700	70,00
P31	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P32	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P33	3,15	0,20	15,75	0,050	700	35,00
P34	3,15	0,20	15,75	0,050	700	35,00
P35	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P36	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P37	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P38	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
TOTAL						2189,72

$$C_c = (2189,72/3699,31) \times 0,67 = 0,39$$

(cont.)

Obtenção do Índice de Resistência dos pilares (C_c)

Piso 1 – Direcção Y

Nome	h_0 [m]	D [m]	h_0 / D	Área [m ²]	τ_c [Kn/m ²]	A x τ_c [kN]
P1	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P2	3,15	0,25	12,60	0,050	700	35,00
P3	3,15	0,25	12,60	0,050	700	35,00
P4	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P5	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P6	3,15	0,22*	14,32	0,049	700	34,36
P7	3,15	0,22*	14,32	0,049	700	34,36
P8	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P9	3,15	0,25	12,60	0,100	700	70,00
P10	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P11	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P12	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P13	3,15	0,25	12,60	0,063	700	43,75
P14	3,15	0,25	12,60	0,100	700	70,00
P15	3,15	0,40	7,88	0,080	700	56,00
P16	3,15	0,40	7,88	0,080	700	56,00
P17	3,15	0,40	7,88	0,100	700	70,00
P18	3,15	0,20	15,75	0,050	700	35,00
P19	3,15	0,40	7,88	0,080	700	56,00
P20	3,15	0,40	7,88	0,080	700	56,00
P21	3,15	0,40	7,88	0,100	700	70,00
P22	3,15	0,40	7,88	0,100	700	70,00
P23	3,15	0,20	15,75	0,125	700	87,50
P24	3,15	0,20	15,75	0,100	700	70,00
P25	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P26	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P27	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P28	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P29	3,15	0,20	15,75	0,100	700	70,00
P30	3,15	0,20	15,75	0,100	700	70,00
P31	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P32	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P33	3,15	0,25	12,60	0,050	700	35,00
P34	3,15	0,25	12,60	0,050	700	35,00
P35	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P36	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P37	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P38	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
TOTAL						2189,72

$$C_c = (2189,72/3699,31) \times 0,67 = 0,39$$

(cont.)

Obtenção do índice de Resistência dos pilares (C_c)**Piso 2 – Direcção X**

Nome	h_0 [m]	D [m]	h_0 / D	Área [m ²]	τ_c [Kn/m ²]	A x τ_c [kN]
P17	3,15	0,25	12,60	0,100	700	70,00
P18	3,15	0,25	12,60	0,050	700	35,00
P19	3,15	0,20	15,75	0,080	700	56,00
P20	3,15	0,20	15,75	0,080	700	56,00
P21	3,15	0,25	12,60	0,100	700	70,00
P22	3,15	0,25	12,60	0,100	700	70,00
P23	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P24	3,15	0,50	6,30	0,100	700	70,00
P25	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P26	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P27	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P28	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P29	3,15	0,50	6,30	0,100	700	70,00
P30	3,15	0,50	6,30	0,100	700	70,00
P31	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P32	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P33	3,15	0,20	15,75	0,050	700	35,00
P34	3,15	0,20	15,75	0,050	700	35,00
P35	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P36	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P37	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P38	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
TOTAL						1480,50

$$C_c = (1480,50/1566,71) \times 0,67 = 0,63$$

(cont.)

Obtenção do Índice de Resistência dos pilares (C_c)

Piso 2 – Direcção Y

Nome	h_0 [m]	D [m]	h_0 / D	Área [m ²]	τ_c [Kn/m ²]	A x τ_c [kN]
P17	3,15	0,40	7,88	0,100	700	70,00
P18	3,15	0,20	15,75	0,050	700	35,00
P19	3,15	0,40	7,88	0,080	700	56,00
P20	3,15	0,40	7,88	0,080	700	56,00
P21	3,15	0,40	7,88	0,100	700	70,00
P22	3,15	0,40	7,88	0,100	700	70,00
P23	3,15	0,20	15,75	0,125	700	87,50
P24	3,15	0,20	15,75	0,100	700	70,00
P25	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P26	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P27	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P28	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P29	3,15	0,20	15,75	0,100	700	70,00
P30	3,15	0,20	15,75	0,100	700	70,00
P31	3,15	0,20	15,75	0,040	700	28,00
P32	3,15	0,25	12,60	0,125	700	87,50
P33	3,15	0,25	12,60	0,050	700	35,00
P34	3,15	0,25	12,60	0,050	700	35,00
P35	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P36	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P37	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
P38	3,15	0,50	6,30	0,125	700	87,50
TOTAL						1480,50

$$C_c = (1480,50/1566,71) \times 0,67 = 0,63$$