



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

Nil Agues Freire

ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS CORRENTES
DE BETÃO ARMADO – COMPARAÇÃO ENTRE O
EUROCÓDIGO 8 E O RSA

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor Luís Filipe da Costa Neves e pela Doutora Laura Seco e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Julho de 2021

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Nil Agues Freire

ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS CORRENTES DE BETÃO ARMADO — COMPARAÇÃO ENTRE O EUROCÓDIGO 8 E O RSA

**SEISMIC ANALYSIS OF CURRENT REINFORCED CONCRETE BUILDINGS —
COMPARISON BETWEEN EUROCODE 8 AND RSA**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Luís Filipe da Costa Neves e pela Doutora Laura Seco

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Julho de 2021



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Coimbra, 15 de setembro de 2021

“A educação é a arma mais poderosa que podemos escolher para mudar o mundo”

Nelson Mandela

AGRADECIMENTOS

Gostaria de prestar o meu profundo agradecimento a todos aqueles que contribuíram para a realização desta dissertação.

Em primeiro lugar, o meu profundo agradecimento ao meu orientador, Professor Luís Filipe da Costa Neves, pelo apoio, disponibilidade, conhecimentos transmitidos e sugestões relevantes efetuadas ao longo da realização desta dissertação, e também pelo entusiasmo contagiante com que sempre aborda os temas da engenharia civil. À minha orientadora, Laura Seco, igualmente pela disponibilidade demonstrada em todos os momentos, dedicação ao tema, paciência e críticas construtivas feitas ao longo deste período, que contribuíram para um melhor trabalho.

Aos meus queridos pais, não consigo pôr em palavras todo o meu agradecimento e respeito que tenho por vós. Um agradecimento especial, pelo amor, carinho, apoio incondicional e por batalharem para me oferecerem tudo tornando esse nosso sonho possível. Devo-vos tudo!

A todos os meus familiares, pelo apoio demonstrado ao longo desses anos e pelas palavras de incentivo.

Aos meus amigos, com quem partilhei, com muito prazer, momentos maravilhosos nesta cidade fantástica, levo-vos para a vida. O meu agradecimento por me fazerem sentir em casa, certamente contribuíram muito pela minha formação como pessoa.

Aos meus colegas, pela amizade, companheirismo, pelas maratonas intermináveis de estudo e pelos bons momentos que passamos juntos nestes anos de faculdade.

A todos o meu profundo agradecimento.

RESUMO

A Comissão da Comunidade Europeia, no âmbito de um programa de ação na área da construção, decidiu criar um conjunto de regras técnicas harmonizadas para o projeto de obras de construção nos Estados-Membros. Deste programa, surgiu a primeira geração dos Eurocódigos estruturais. Numa primeira fase, o objetivo era de servirem como alternativa aos regulamentos nacionais em vigor nos Estados-Membros e posteriormente, os substituiriam. Em Portugal, entrou em vigor, em dezembro de 2019, o despacho normativo que visa a aplicação dos Eurocódigos estruturais, entre os quais a (NPEN1998-1, 2010), que introduz uma série de alterações em relação aos antigos regulamentos utilizados para se fazer a análise sísmica de edifícios correntes de betão armado, (RSA, 1983)/(REBAP, 1983). No âmbito desta dissertação, abordam-se os diversos aspetos preconizados pela (NPEN1998-1, 2010) em relação à análise sísmica de edifícios correntes de betão armado e simultaneamente faz-se a respetiva comparação ao estabelecido no (RSA, 1983).

Como tal, no capítulo 3, expõe-se detalhadamente todos os pontos necessários para se fazer a análise sísmica de edifícios correntes de betão armado de acordo com a (NPEN1998-1, 2010), evidenciando as principais diferenças existentes em relação ao antigo regulamento.

Abordam-se os princípios básicos de conceção estrutural em regiões sísmicas, realçando a sua importância na obtenção de uma adequada resposta sísmica da estrutura.

Complementarmente, realiza-se um estudo paramétrico, em que se faz a análise sísmica de 2 edifícios de betão armado situados em diversas zonas do país, através da aplicação dos dois regulamentos, (RSA, 1983)/(REBAP, 1983) e (NPEN1998-1, 2010). O objetivo deste estudo consiste na consolidação dos conceitos expostos no capítulo 3. Por último, compara-se os resultados obtidos do estudo paramétrico, mostrando as diferenças decorrentes da aplicação dos dois regulamentos em estudo.

Palavras-chave: Análise sísmica ; Edifícios correntes de betão armado ; (NPEN1998-1, 2010); (RSA, 1983); (REBAP, 1983); Conceção estrutural em regiões sísmica.

ABSTRACT

The Commission of the European Community, as part of an action program in the construction area, decided to create a set of harmonized technical rules for the design of construction works in the Member States. From this program emerged the first generation of the Structural Eurocodes. In a first phase, the goal was to serve as an alternative to the national regulations in force in the Member States and later, to replace them. In Portugal, the normative order that aims to apply the structural Eurocodes came into force in December 2019, including (NPEN1998-1, 2010), which introduces a series of changes in relation to the old regulation used to perform the seismic analysis of current reinforced concrete buildings, the (RSA, 1983)/(REBAP, 1983). In the scope of this dissertation, the various aspects recommended by (NPEN1998-1, 2010) are addressed in relation to the seismic analysis of current reinforced concrete buildings and simultaneously a comparison is made with what is established in the (RSA, 1983).

As such, in chapter 3, it is exposed in detail all the necessary points to make the seismic analysis of current reinforced concrete buildings according to (NPEN1998-1, 2010), highlighting the main differences from the old regulation.

The basic principles of structural design in seismic regions are addressed, highlighting their importance in obtaining an adequate seismic response of the structure.

Complementarily, a parametric study is carried out, in which a seismic analysis of two reinforced concrete buildings, located in different areas of the country is performed by applying the two regulations, (RSA, 1983)/(REBAP, 1983) and (NPEN1998-1, 2010). The objective of this study consists in consolidating the concepts exposed in chapter 3. Finally, the results obtained from the parametric study are compared, showing the differences arising from the application of the two regulations under study.

Keywords: Seismic analysis; Current reinforced concrete buildings; (NPEN1998-1, 2010); (RSA, 1983); (REBAP, 1983); Basic principles of structural design in seismic regions

ÍNDICE

Agradecimentos	i
Resumo	ii
Abstract.....	iii
Índice	iv
Simbologia.....	vii
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Organização do trabalho e objetivos.....	2
2 Princípios básicos de conceção em regiões sísmicas	3
2.1 Introdução	3
2.2 Simplicidade estrutural	4
2.3 Regularidade em planta	5
2.4 Regularidade em altura	7
2.5 Resistência e rigidez bidirecional e à torção.....	10
2.6 Considerações finais	11
3 Análise sísmica de edifícios correntes de Betão Armado	12
3.1 Introdução	12
3.2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade.....	12
3.3 Classes de importância e coeficientes de importância.....	13
3.4 Definição da ação sísmica.....	14
3.4.1 Zonamento sísmico.....	14
3.4.2 Classificação dos solos	17
3.4.3 Representação básica da ação sísmica.....	18
3.4.4 Espectro de resposta elástica horizontal	20
3.4.5 Estudo comparativo entre os espectros de resposta elásticos da NPEN1998-1 com os do RSA.....	23
3.4.6 Espectro de resposta elástica vertical	26

3.4.7	Espectro de cálculo para a análise elástica	26
3.4.8	Coeficiente de comportamento	28
3.4.9	Combinação de ações para a situação da ação sísmica	30
3.5	Critérios de regularidade estrutural	31
3.5.1	Critérios de regularidade em planta e altura	32
3.6	Análise estrutural	32
3.6.1	Modelação	32
3.6.2	Métodos de análise	33
3.6.3	Análise modal por espectro de resposta	34
3.6.4	Efeitos acidentais de torção	36
3.6.5	Efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ)	38
3.7	Considerações finais	39
4	Estudo paramétrico	41
4.1	Introdução	41
4.2	Edifício 1	41
4.2.1	Caracterização do edifício	41
4.2.2	Definição dos materiais	42
4.2.3	Definição das ações na estrutura	43
4.2.4	Modelação	44
4.2.5	Aplicação do RSA/REBAP	44
4.2.6	Aplicação da NPEN1998-1	47
4.3	Edifício 2	52
4.3.1	Caracterização do edifício	52
4.3.2	Definição dos materiais	53
4.3.3	Definição das ações na estrutura	53
4.3.4	Modelação	54
4.3.5	Aplicação do RSA/REBAP	54
4.3.6	Aplicação da NPEN1998-1	56
5	Discussão dos resultados	59
5.1	Introdução	59

5.2	Edifício 1.....	59
5.3	Edifício 2.....	63
6	Conclusões	67
	Referências bibliográficas	68

SIMBOLOGIA

A_{Ek}	Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência
E_d	Valor de cálculo dos esforços
E_E	Efeito da ação sísmica
E_{Ei}	Valor do efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração i
E_{Edx}, E_{Edy}	Valores de cálculo dos efeitos devidos às componentes horizontais (x e y) da ação sísmica
F_i	Força sísmica horizontal no piso i
F_a	Força sísmica horizontal atuando num elemento não estrutural (elemento acessório)
F_b	Força de corte na base
H	Altura do edifício desde a fundação ou desde o nível superior de uma cave rígida
L_{max}, L_{min}	Maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais
N_{SPT}	Número de pancadas do ensaio de penetração
P	Valor do pré-esforço
Q	Ação variável
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
S	Coefficiente de solo
S_{Ek}	Valor característico da ação sísmica
$S_e(T)$	Espectro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
T_k	Período de vibração do modo k .
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
a_{vg}	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
c_u	Resistência ao corte não drenada do solo
d	deslocamento
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
e_a	Excentricidade accidental da massa de um piso em relação à sua localização nominal
e_{0x}	Distância entre o centro de rigidez e o de gravidade, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada
h	Altura entre pisos
k	Número de modos considerados
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
m_i	Massa do piso i
n	Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
v	Coefficiente de redução
$v_{s,30}$	Valor médio da velocidade de propagação de ondas S nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5}
z_i	Altura da massa m_i acima do nível de aplicação da ação sísmica
α	Coefficiente de sismicidade
γ_I	Coefficiente de importância

ζ	Amortecimento viscoso (em percentagem)
η	Coefficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso
$\psi_{2,i}$	Coefficiente de combinação para o valor quase permanente de uma ação variável i
$\psi_{E,i}$	Coefficiente de combinação para uma ação variável i , a utilizar no cálculo dos esforços sísmicos de cálculo
θ	Coefficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A ocorrência de um sismo está diretamente associada a movimentos entre placas tectónicas (sismicidade interplacas), assim como devido às falhas ativas no interior dessas placas (sismicidade intraplacas). Há uma súbita libertação de energia, causando ondas sísmicas. As vibrações propagam-se em todas as direções, normalmente na horizontal, mas também na vertical.

A significativa atividade sísmica no território nacional resulta do facto de Portugal estar localizado nas proximidades do contacto entre as placas Euroasiática e Africana. A interação entre estas duas placas, como se tem observado ao longo dos últimos séculos, tem causado eventos geradores de destruição no território nacional. Relativamente à localização dos sismos que afetam o território nacional, verifica-se uma maior concentração de sismos na região a sudoeste do Cabo de S. Vicente, entre o Banco de Goringe e a costa oeste Portuguesa (Carrilho & Senos, 2003) (Ferrão et al., 2015)(Bezzeghoud et al., 2016). Em geral, os sismos que ocorrem nessa zona têm magnitude moderada, geralmente inferior a 5,0, porém há registos de grandes sismos nesta região, muito espaçados no tempo. É nessa região que se localizam o grande terramoto de Lisboa de 1755 (Magnitude~8,5), assim como o sismo de 28 de fevereiro de 1969 (Magnitude=8,1)(Carrilho & Senos, 2003). No interior do território continental são identificadas falhas ativas, algumas com extensão para o mar, correspondendo à localização de sismos importantes, como por exemplo a falha do Vale inferior do Tejo, responsável pelo sismo de 23 de abril de 1909 (Magnitude=6,0), conhecido como sismo de Benavente (Ferrão et al., 2015).

Dada a sua natureza, é expectável que sismos geradores de grande destruição ocorram no futuro em Portugal. Assim, devido aos efeitos catastróficos produzidos pela ação sísmica nos edifícios, impõe-se que seja dada especial atenção ao seu estudo, tendo em vista a sua correta definição aquando da análise e dimensionamento de estruturas de betão armado. Nas regiões sísmicas, é fundamental que a ação sísmica seja avaliada de forma mais rigorosa e precisa possível, de forma a garantir um bom desempenho estrutural e uma adequada resposta da estrutura, para fazer face aos efeitos de um sismo.

Portugal encontra-se neste momento numa fase de transição entre normas regulamentares, devido à entrada em vigor do despacho normativo que visa a aplicação dos Eurocódigos estruturais. Neste contexto, torna-se essencial perceber a aplicação da (NPEN1998-1, 2010) para se fazer a análise sísmica de edifícios correntes de betão armado, bem como constatar as

principais diferenças que surgem, face aos anteriores regulamentos, (RSA, 1983)/(REBAP, 1983).

1.2 Organização do trabalho e objetivos

O Presente trabalho está dividido em capítulos, pela ordem que se segue: Introdução; Princípios básicos de conceção estrutural em regiões sísmica; Análise sísmica de edifícios correntes de betão armado; Estudo paramétrico; Discussão de resultados e Conclusões.

No capítulo 2 abordam-se os princípios básicos de conceção estrutural em regiões sísmica, realçando a sua importância na obtenção de uma adequada resposta sísmica da estrutura. Este capítulo pretende explicar a importância dos mecanismos de colapso decorrentes de cada erro de conceção sísmica no comportamento sísmico dos edifícios, ilustrando, através de fotografias de edifícios reais situações onde se verificaram danos relacionados com esses mesmos mecanismos.

No capítulo 3, análise sísmica de edifícios correntes de betão armado, expõe-se detalhadamente todos os pontos necessários para se fazer a análise sísmica de edifícios correntes de betão armado de acordo com a (NPEN1998-1, 2010), evidenciando as principais diferenças existentes em relação ao antigo regulamento.

No capítulo 4 realiza-se um estudo paramétrico, em que se faz a análise sísmica de 2 edifícios de betão armado situados em diversas zonas do país, através da aplicação dos dois regulamentos, (RSA, 1983)/(REBAP, 1983) e (NPEN1998-1, 2010). O objetivo deste estudo consiste na consolidação dos conceitos expostos no capítulo 3.

No capítulo 5, comparam-se os resultados obtidos do estudo paramétrico, mostrando as diferenças decorrentes da aplicação dos dois regulamentos em estudo.

Por último, no capítulo 6 tiram-se as principais conclusões com a realização deste trabalho.

Como foi referido anteriormente, o objetivo desta dissertação é abordar os diversos aspetos preconizados pela (NPEN1998-1, 2010) em relação à análise sísmica de edifícios correntes de betão armado, evidenciando as principais diferenças existentes em relação ao antigo regulamento, (RSA, 1983)/(REBAP, 1983). Especificamente, pretende-se avaliar as diferenças entre os esforços obtidos através da aplicação dos dois regulamentos em estudo, assim como os valores dos deslocamentos relativos entre pisos. Adicionalmente, em função do tipo de terreno que será utilizado no estudo paramétrico, pretende-se conhecer a ação sísmica condicionante para as zonas em estudo, quando se aplica a (NP EN1998-1, 2010) para a análise sísmica de edifícios.

2 PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO EM REGIÕES SÍSMICAS

2.1 Introdução

O Projeto de fundações e estruturas de um edifício é constituído por várias fases, em que se pretende satisfazer um conjunto de requisitos fundamentais, de forma a assegurar um bom desempenho estrutural quer em serviço, quer no que respeita à verificação dos estados limites últimos. A observação ao longo dos anos do comportamento das estruturas face a eventos sísmicos com diferentes magnitudes permitiu mostrar que a forma como as estruturas são concebidas influencia diretamente a resposta sísmica dessa mesma estrutura.

Essa experiência, baseada na história da Engenharia Sísmica, acerca do comportamento das estruturas de betão armado, permitiu verificar danos estruturais muito graves, colocando assim em risco vidas humanas, devido a aspetos relacionados com a má conceção estrutural. Deste modo, nas regiões sísmicas, é de extrema importância que logo na fase inicial do projeto seja dada especial atenção a aspetos relacionados com a conceção estrutural, tendo em vista uma adequada resposta sísmica da estrutura, de maneira que sejam cumpridos os requisitos de desempenho e os critérios de conformidade preconizados pela regulamentação, nomeadamente a (NPEN1998-1, 2010), que serão tratados no próximo capítulo.

A este respeito, importa destacar um aspeto muito importante que é a colaboração e articulação *ab initio* entre os projetos de arquitetura e a engenharia de estruturas. Na maioria das vezes a abordagem que se utiliza passa pela definição dos espaços e geometria do edifício, assim como a escolha dos elementos não estruturais pelo arquiteto, e só no final o engenheiro entra em ação para fazer a conceção estrutural, a análise e o dimensionamento, estando fortemente condicionado por conceções que muitas vezes são prejudiciais sob o ponto de vista do desempenho da estrutura e de economia. De facto, observa-se que muitas das configurações arquitetónicas usuais estão em conflito com os princípios básicos de conceção em zonas sísmicas, tomando-se o exemplo de configurações geométricas não uniformes, irregulares e não-simétricas cada vez mais utilizadas em projetos de arquitetura. Porém, o engenheiro deve intervir com o seu conhecimento e experiência, alertando para as consequências de uma má conceção espacial, com implicações na conceção estrutural. Assim, é fundamental que desde o início haja uma colaboração próxima entre o engenheiro e o arquiteto, uma vez que por mais avançados que sejam os métodos do cálculo estrutural atualmente usados, estes não irão compensar os defeitos de uma má conceção estrutural. Portanto, é crucial que essa colaboração exista desde o início, de forma a se obter uma resposta adequada do edifício, diminuindo assim a sua vulnerabilidade sísmica.

“Por mais inteligentes que sejam os cálculos estruturais e bem detalhados os projetos, não podem compensar os erros e defeitos na conceção sísmica dos elementos estruturais e não estruturais” (Bachmann, 2002)

Este capítulo pretende explicar a importância dos mecanismos de colapso decorrentes de cada defeito de conceção sísmica no comportamento sísmico dos edifícios, ilustrando, através de fotografias de edifícios reais situações onde se verificaram danos relacionados com esses mesmos mecanismos.

A Conceção estrutural deverá assim obedecer a um conjunto de princípios orientadores, no intuito de garantir uma resposta adequada à ação sísmica, nomeadamente: simplicidade estrutural; regularidade em planta; regularidade em altura; resistência e rigidez bidirecional e à torção.

2.2 Simplicidade estrutural

Com o objetivo de se obter uma previsão mais fiável do comportamento sísmico de uma estrutura, deve-se optar por garantir trajetórias claras e diretas de transmissão das forças sísmicas. Deste modo, um sistema estrutural simples reduz as incertezas inerentes à modelação, análise, dimensionamento, pormenorização e construção de estruturas.

Na Figura 2.1 são apresentados dois exemplos esquemáticos de sistemas estruturais simples.

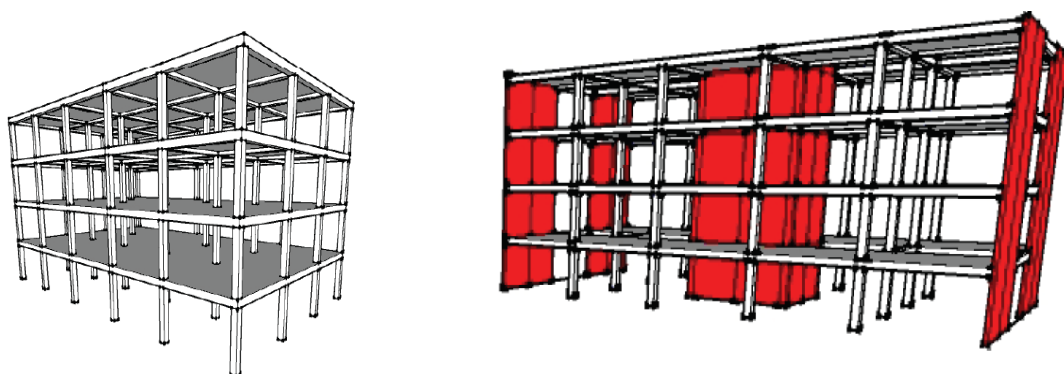


Figura 2.1 – Sistemas estruturais simples [Fonte: (Chastre et al., 2012)].

2.3 Regularidade em planta

A Regularidade em planta é condicionada pela configuração geométrica do edifício, pelo que pode ser conseguida adotando-se medidas como: distribuição regular dos elementos estruturais; disposições em que a distribuição da rigidez lateral e de massa seja simétrica ou quase simétrica em relação aos dois eixos ortogonais; assegurando que a proporção entre a maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas nas direções ortogonais seja menor que 4.

Na Figura 2.2 mostram-se dois sistemas estruturais que tiveram em conta os aspetos acima mencionados:

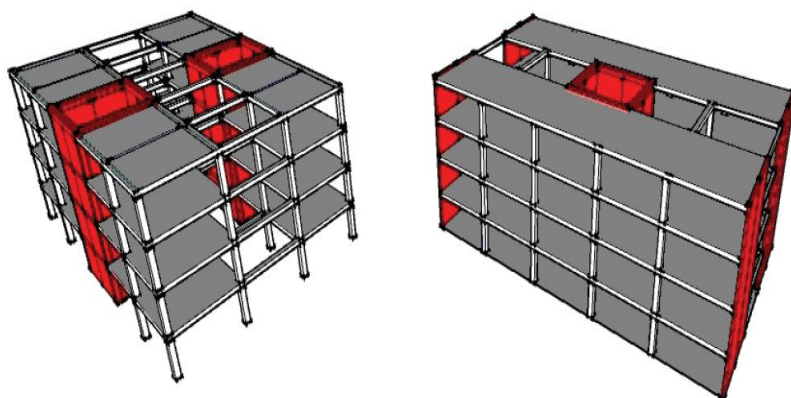


Figura 2.2 – Sistemas estruturais regulares em planta [Fonte: (Chastre et al., 2012)].

Adicionalmente, devem ser evitados sistemas com geometrias não uniformes (L, Π , I, T), cantos reentrantes ou bordos salientes, como se mostra na figura a seguir:

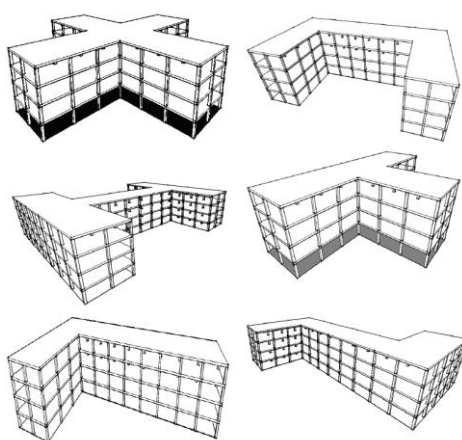


Figura 2.3 – Sistemas Estruturais irregulares em planta (a evitar) [Fonte: (Chastre et al., 2012)].

Na Figura 2.4 mostra-se como uma estrutura com a configuração geométrica em L, se irá comportar durante um sismo e os danos locais que sofrerá, pondo assim em causa a segurança da estrutura. Devido aos efeitos de torção, por causa do afastamento entre o centro de massa e o centro de rigidez, poderão surgir danos locais nos diafragmas a nível dos pisos e a elementos a eles ligados. Esse problema foi observado na West Anchorage High School (Figura 2.5) em que a falta de regularidade em planta provocou danos no diafragma de betão ao nível do último piso, em consequência do sismo que ocorreu no Alasca em 1964.

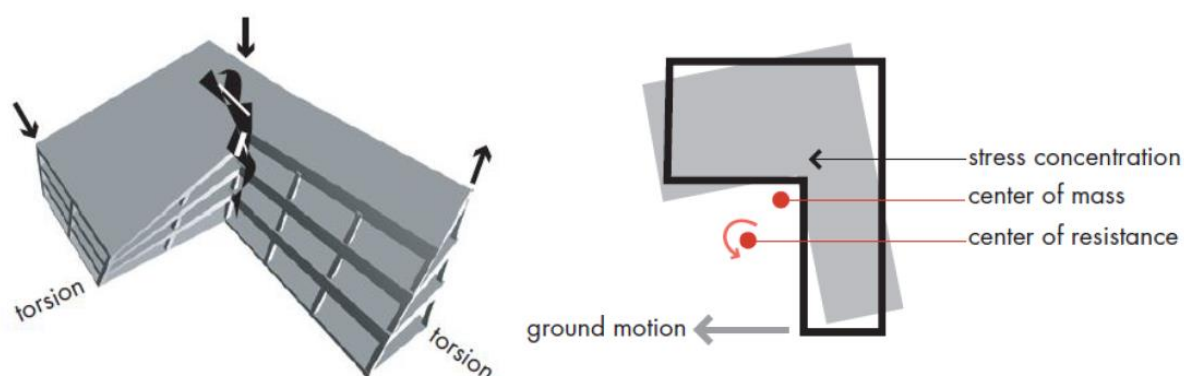


Figura 2.4 – Comportamento estrutural de um edifício com a configuração geométrica em L durante um sismo [Fonte: (Carvalho (a), 2011)].



Figura 2.5 – West Anchorage High School, sismo no Alasca 1964 [Fonte: (Chastre et al., 2012)].

Assim, no intuito de evitar esses possíveis danos, podem-se adotar as seguintes soluções:

- Separação da estrutura em unidades dinamicamente independentes, através de juntas sísmicas [Figure 2.6 a)];

- Inclusão de elementos resistentes com grande rigidez em zonas sensíveis a concentração de tensões [Figure 2.6 b)];

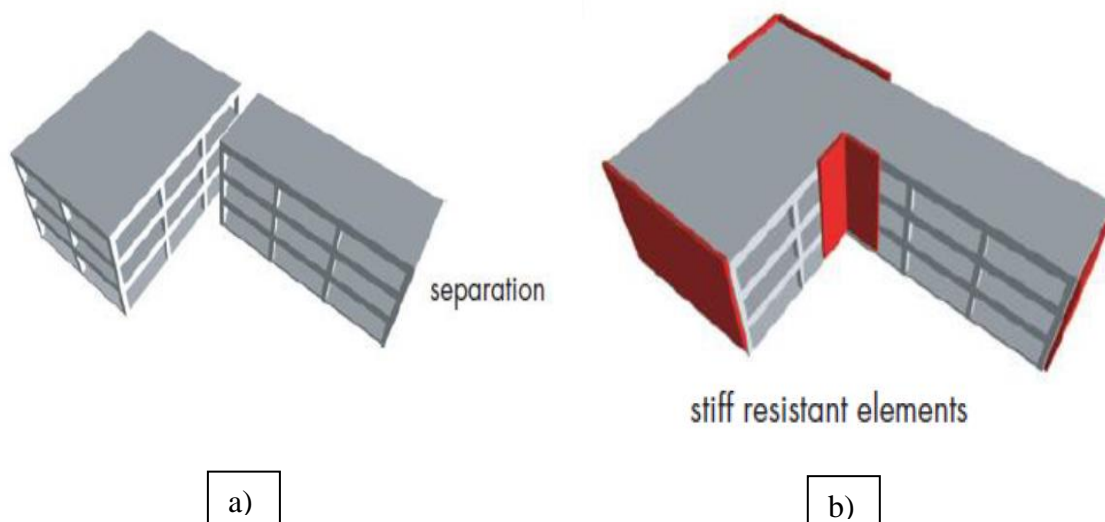


Figure 2.6 – Soluções para cantos reentrantes [Fonte: (Carvalho (a), 2011)].

Em relação à separação do edifício em unidades dinamicamente independentes, deve-se ter especial atenção ao afastamento entre elas, projetando as juntas sísmicas de forma a evitar o choque dessas mesmas unidades durante um evento sísmico (“pounding”). O mesmo procedimento poderá ser adotado quando se estão a construir edifícios adjacentes.

2.4 Regularidade em altura

A falta de regularidade em altura está associada a um conjunto de erros de conceção sísmica, os quais, perante um evento sísmico, poderão levar a um colapso prematuro da estrutura. De entre estes erros, causadores de graves danos estruturais, destacam-se os seguintes (Figura 2.7) a (Figura 2.13):

- Piso térreo vazado

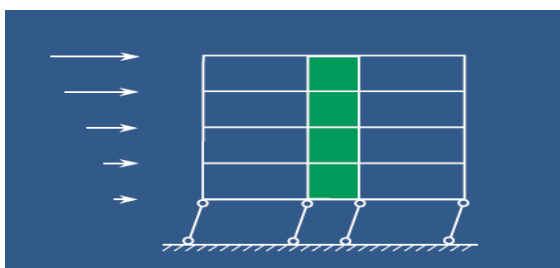


Figura 2.7 – Mecanismo do piso macio [Fonte: (Bachmann, 2002)].

O movimento do solo e da parte superior do edifício causará graves danos nos pilares ao nível do piso térreo, devido às deformações plásticas ocorridas no topo e na base deste. Quando se dá esse mecanismo (conhecido como *soft storey*) o colapso é quase inevitável, com consequências terríveis (Figura 2.8).



Figura 2.8 – Izmit, Turquia 1999 [Fonte: (Bachmann, 2002)].

- Piso Superior vazado

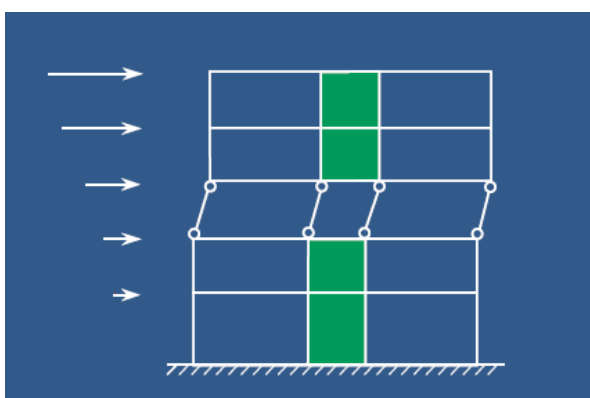


Figure 2.9 – Mecanismo de piso macio, num piso superior [Fonte: (Bachmann, 2002)].

De modo análogo, quando temos um piso superior vazado, está-se a introduzir zonas sensíveis a concentração de tensões. O mecanismo de colapso é o mesmo (do tipo *soft storey*) e como podemos visualizar na Figura 2.10 com consequências muito graves, no caso, o colapso total do 3º piso.



Figura 2.10 – Colapso total do 3º piso, sismo de Kobe (Japão) 1955 [Fonte: (Chastre et al., 2012)].

- Descontinuidades na resistência e rigidez em altura

Devem-se evitar disposições que introduzam descontinuidades na rigidez e resistência em altura (Figura 2.11), dado que, como foi mencionado anteriormente, contribuem para o surgimento de zonas sensíveis a concentração de tensões ou de grande exigência de ductilidade, pondo em causa a segurança estrutural. A seguir são apresentadas algumas disposições construtivas a evitar em edifícios, relacionadas com descontinuidades em altura.

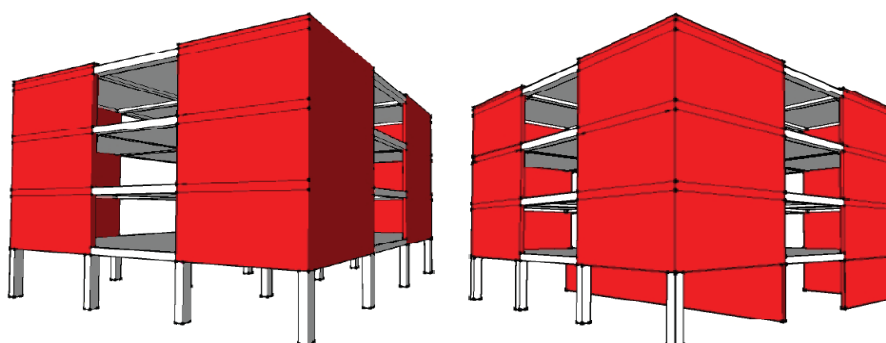


Figura 2.11 – Disposições a evitar em edifícios, por causa da irregularidade em altura [Fonte: (Chastre et al., 2012)].

- Colunas curtas

Na conceção sísmica, a não consideração da interação entre os sistemas estruturais reticulados e os elementos secundários pode alterar a resposta sísmica do sistema estrutural. A introdução de panos de alvenaria ou de betão armado (guarda-corpos ou guardas em parques de estacionamento, muros de cave de altura parcial, platibandas, etc.) como se mostra na Figura 2.12, leva ao surgimento de colunas curtas. Como a contribuição dos panos de alvenaria para a resistência lateral do sistema estrutural é quase sempre negligenciada na análise estrutural, o mesmo acontece frequentemente com alguns dos elementos laminares de betão armado acima mencionados levando a uma distribuição de esforços nesses pilares muito mais desfavorável.

Quando o sistema estrutural é solicitado por ações horizontais, aparece nas colunas curtas um grande gradiente de momentos, e eventualmente a rotura por corte, antes de se atingir o momento plástico resistente (Figura 2.13).

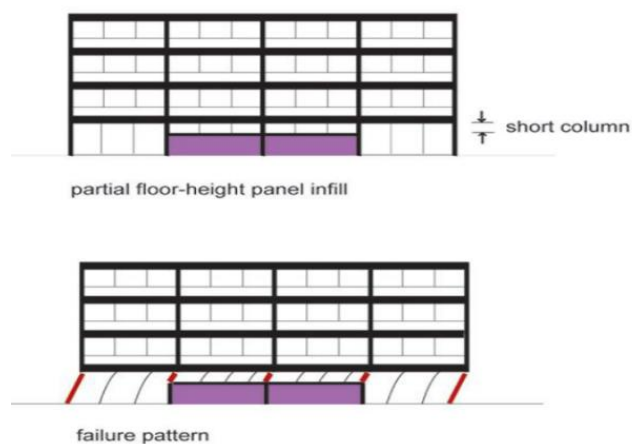


Figura 2.12 – Formação de colunas curtas [Fonte: (Carvalho (a), 2011)].

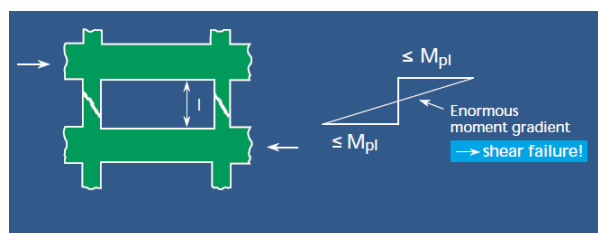


Figura 2.13 – Rotura por corte nas colunas curtas [Fonte: (Bachmann, 2002)].

Portanto, deve-se dar especial atenção à ligação dos elementos secundários aos elementos estruturais, principalmente na configuração dos panos de alvenaria, evitando assim roturas frágeis.

2.5 Resistência e rigidez bidirecional e à torção

O Sistema estrutural deve ser dotado de rigidez e resistência em ambas direções, dado que o movimento sísmico horizontal é bidirecional. Para o efeito, segundo o ponto 4.2.1.3 da NP EN1998-1, “os elementos estruturais deverão ser dispostos em planta numa malha estrutural ortogonal, garantindo características de resistência e rigidez semelhantes nas duas direções principais”. Devem ser evitadas irregularidades estruturais que provocam torção tanto quanto possível. Deste modo, assume particular importância o posicionamento dos elevadores e das caixas de escadas (zonas que normalmente estão envoltas em núcleos com paredes resistentes), os quais devem ser dispostos de forma que o afastamento entre o centro de massa e o centro de rigidez seja o menor possível.

Além disso, para minimizar os efeitos de torção é mais eficaz colocar os elementos de contraventamento na periferia do edifício. A seguir, mostra-se um exemplo clássico, em que não se teve em conta o afastamento entre o centro de rigidez e centro de massa, causando torção do edifício durante um sismo, como se pode ver na (Figura 2.14).

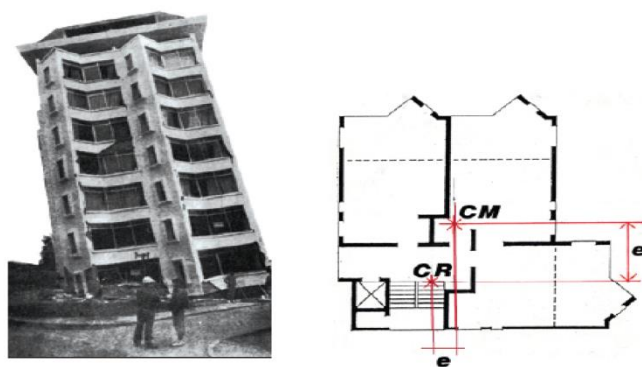


Figura 2.14 – Torção do edifício devido a excentricidade entre o centro de massa e centro de rigidez [Fonte: (Chastre et al., 2012)].

2.6 Considerações finais

Como se constatou neste capítulo, é de extrema importância a consideração da conceção sísmica de edifícios logo na fase inicial do projeto. Procedendo desta forma, evitam-se danos que podem levar a um colapso prematuro da estrutura, não satisfazendo os requisitos para os quais foi projetada, colocando em risco vidas humanas. Assim, o engenheiro e o arquiteto devem ter uma colaboração próxima, desde o início, com o objetivo de encontrarem uma solução arquitetónica funcional, esteticamente interessante, mas que também cumpra os princípios básicos relacionados com a conceção sísmica.

Mostrar-se-á no próximo capítulo, como é que a (NPEN1998-1, 2010) leva em conta a falta de regularidade estrutural.

3 ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS CORRENTES DE BETÃO ARMADO

3.1 Introdução

Este capítulo pretende detalhar de forma clara, aquilo que vem preconizado na (NPEN1998-1, 2010) acerca da análise sísmica de edifícios correntes de betão armado e ao mesmo tempo, fazendo sempre uma comparação com aquilo que vinha prescrito no antigo regulamento (RSA, 1983)/(REBAP, 1983). Pretende-se analisar todos os aspectos necessários para a aplicação de cada regulamento, de forma a perceber todas as diferenças entre eles, na abordagem à análise sísmica de edifícios.

3.2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

A (NPEN1998-1, 2010) fornece um conjunto de regras de modo que, em caso de ocorrência de um sismo, se garantam os seguintes critérios: baixo risco de perda de vidas humanas; os danos na estrutura limitados; operacionalidade das estruturas classificadas com uma classe de importância elevada (hospitais, quartel de bombeiros, etc.).

Estes objetivos só são parcialmente atingidos em termos probabilísticos, dada a natureza aleatória dos sismos e são materializados através de dois requisitos de desempenho: Requisito de não ocorrência de colapso; Requisito de limitação de danos.

O primeiro requisito exige que em caso de ocorrência de um sismo raro, não haja ocorrência de colapso global ou local, mantendo a estrutura uma capacidade residual depois do sismo, assegurando desta forma que vidas humanas sejam salvas. Como tal, de acordo com o ponto 2.1 da (NPEN1998-1, 2010), as estruturas devem ser projetadas e construídas para uma ação sísmica de cálculo definida em função do coeficiente de importância, γ_I , da estrutura para levar em conta os diferentes graus de fiabilidade. Por exemplo, para a classe de importância II, a ação sísmica de cálculo é definida a partir de uma ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos (período de retorno de referência). No próximo subcapítulo as classes de importância e coeficientes de importância preconizados na (NPEN1998-1, 2010) serão vistos com maior detalhe.

O requisito de limitação de danos estabelece que, em caso de ocorrência de um sismo, com a probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo, a estrutura não sofra danos nem limitações de utilização. Assim, as estruturas devem ser projetadas e construídas para uma ação sísmica com probabilidade de excedência de 10% em 10 anos, o que corresponde a um

período de retorno de 95 anos. De destacar que segundo o ponto 4.4.3.2 (2) da (NPEN1998-1, 2010) o espectro de resposta da ação sísmica para o qual o requisito de limitação de danos deverá ser satisfeito, deve ter a mesma forma do espectro de resposta da ação sísmica de cálculo correspondente ao requisito de não ocorrência de colapso. Porém, para se obter a ação sísmica para a verificação do requisito de limitação de danos, deve-se afetar a ação sísmica de cálculo por um coeficiente de redução, ν , definido no Anexo Nacional de cada país. De acordo com a alínea l) do Anexo Nacional, o coeficiente de redução é definido da seguinte forma:

Quadro 3.1 – Valores do coeficiente de redução, ν [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

Acção sísmica	ν
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

Fazendo uma análise comparativa com o (RSA, 1983), é importante destacar à partida que este trata a ação sísmica como uma ação variável. Assim sendo, trata-se de uma ação cuja probabilidade de ser excedida é de 5% em 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 975 anos. Comparando com o preconizado na (NPEN1998-1, 2010), que considera um período de retorno de 475 anos, existe uma grande discrepância (uma diferença de 500 anos). Outro ponto a destacar é a importância que a (NPEN1998-1, 2010) dá a perdas económicas, dando assim uma garantia de que face a um evento sísmico com maior probabilidade de ocorrência, os custos associados à reparação da estrutura não sejam desproporcionais comparativamente com os da própria estrutura. Neste aspeto, o (RSA, 1983) não faz qualquer referência.

3.3 Classes de importância e coeficientes de importância

Fazendo uma análise comparativa entre o (RSA, 1983) e a (NPEN1998-1, 2010), este último “introduz os conceitos” de Classes de importância e coeficientes de importância. A diferenciação das fiabilidades visadas nos requisitos de desempenho é realizada através da classificação das estruturas em diferentes classes de importância. Essa classificação é feita “*em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso*” (NPEN1998-1, 2010).

Assim, as estruturas são classificadas em 4 classes de importância (

Quadro 3.2), as quais estão associados diferentes coeficientes de importância (Quadro 3.3).

Quadro 3.2 – Classes de importância [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

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

Quadro 3.3 – Coeficientes de importância [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

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

De realçar que apesar do conceito de classes de importância aparecer explicitamente na NP EN1998-1, o antigo (REBAP, 1983) já fazia referência relativamente à importância de manter a operacionalidade das estruturas mais importantes após um evento sísmico. No Artigo 33º desse regulamento é referido que “*nos casos de edifícios e pontes cuja operacionalidade tenha de ser assegurada após a ocorrência de um sismo intenso (hospitais, quartéis de bombeiros, centros de telecomunicações, pontes em itinerários fundamentais, etc.), os valores a adotar para os coeficientes de comportamento relativos a esforços devem ser 30% inferiores aos que se deveriam considerar se não fosse necessário manter a referida operacionalidade, não se exigindo contudo que sejam inferiores à unidade*” (REBAP, 1983).

3.4 Definição da acção sísmica

3.4.1 Zonamento sísmico

À semelhança do (RSA, 1983), a (NPEN1998-1, 2010) define dois tipos de acção sísmica: a Acção Sísmica Tipo I e a Acção Sísmica tipo II. Essa definição foi feita em função da distância ao epicentro e da sua magnitude. Assim, a Acção sísmica tipo I corresponde a sismos com epicentro afastado e de altas magnitudes, enquanto a Acção Sísmica tipo II corresponde a sismos com epicentro próximo e de baixas magnitudes. Importa desde já referir que esta definição é

inversa em relação à classificação feita pelo (RSA, 1983). Assim, a Ação Sísmica Tipo I na (NPEN1998-1, 2010) corresponde à Ação Sísmica Tipo II do RSA, tal como a Ação Sísmica Tipo II da (NPEN1998-1, 2010) corresponde à Ação Sísmica Tipo I do RSA.

A (NPEN1998-1, 2010) divide o território nacional em zonas sísmicas mediante a sua sismicidade e de acordo com o tipo de ação sísmica. Desta forma, colmata uma falha do (RSA, 1983) que apenas fazia um zonamento do território nacional independente do tipo do sismo, o que é incoerente visto que consoante o tipo de ação sísmica o território nacional é atingido de uma maneira diferente.

Adicionalmente, a análise feita pela (NPEN1998-1, 2010) é mais refinada e divide o território nacional em 6 zonas para a Ação Sísmica Tipo I e em 5 zonas para a Ação Sísmica Tipo II, resultado de estudos de sismicidades mais recentes. Pelo que melhora o que vinha estabelecido no (RSA, 1983), que dividia o território nacional em apenas 4 zonas sísmica, de A a D, pela ordem decrescente de sismicidade.

Na Figura 3.1, é ilustrado as diferenças entre a (NPEN1998-1, 2010) e (RSA, 1983) na abordagem do zonamento do território:

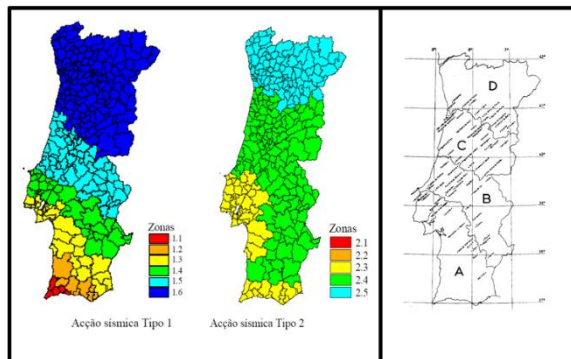


Figura 3.1 – Zonamento sísmico pela NPEN1998-1 (à esquerda) e pelo RSA (à direita) [Fontes: (NPEN1998-1, 2010) e (RSA, 1983)].

O anexo nacional da (NPEN1998-1, 2010) propõe o zonamento sísmico para o arquipélago da Madeira e dos Açores ilustrado na Figura 3.2. Por sua vez o (RSA, 1983), de acordo com o Artigo 28.º, considera que as ilhas do arquipélago dos Açores são incluídas na zona A, com exceção das ilhas Flores e do Corvo que juntamente com as ilhas do arquipélago da Madeira são incluídas na região D.

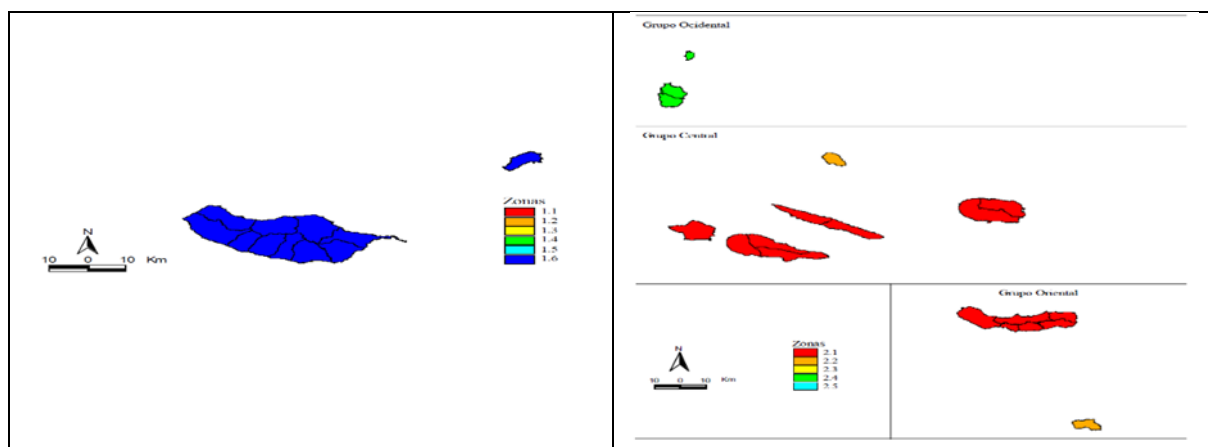


Figura 3.2 – Zonamento sísmico no arquipélago da Madeira para Ação Sísmica tipo I (à esq.) e zonamento sísmico para o arquipélago dos Açores para Ação sísmica tipo II (à dir.) [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

De acordo com a alínea e) do Anexo nacional da (NPEN1998-1, 2010), em Portugal continental deve-se considerar os dois tipos de ação sísmica no dimensionamento das estruturas. Porém, para o arquipélago dos Açores só se deve considerar a Ação Sísmica do tipo II e na Madeira, a Ação Sísmica do tipo I.

Segundo o ponto 3.2.1(2) da (NPEN1998-1, 2010), a sismicidade de cada zona é traduzida pelo parâmetro a_{gR} , que representa o valor de referência da aceleração máxima na base da superfície num terreno do tipo A e é definido consoante o tipo de ação sísmica (Quadro 3.4). Salienta-se que segundo o mesmo ponto, este valor é referente ao período de retorno de referência (475 anos) para o requisito de não colapso, associado a um coeficiente de importância, γ_I , igual a 1,0. Caso se pretenda obter o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , para outros períodos de retorno, deve-se multiplicar o valor do a_{gR} pelo coeficiente de comportamento, γ_I , do período de retorno pretendido.

Quadro 3.4 - Valores de referência da aceleração máxima, a_{gR} , propostos pela NPEN1998-1 de acordo com o zonamento sísmico [Fonte: (NPEN1998-1, 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	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

No (RSA, 1983), a influência sismicidade de cada zona do território nacional é tida em conta através de um coeficiente de sismicidade, α , apresentado no Quadro 3.5:

Quadro 3.5 - Valores do coeficiente de sismicidade, α .

Zona Sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

3.4.2 Classificação dos solos

A Ação sísmica resulta de um conjunto de vibrações do terreno que são transmitidas às estruturas. Isto faz com que o tipo de terreno subjacente às fundações tenha um papel preponderante na resposta sísmica da estrutura. Posto isto, este parâmetro assume particular importância para a modelação da ação sísmica de forma mais precisa quanto possível.

Neste sentido, a (NPEN1998-1, 2010) recomenda que sejam feitos estudos de caracterização geotécnica do terreno para a classificação do tipo de terreno, através de ensaios laboratoriais ou de campo sempre que possível. A classificação do tipo de terreno de acordo com esta norma é feita em função do valor da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, se possível. Na ausência deste parâmetro, deve-se fazer a classificação de acordo com o valor do N_{SPT} , como se pode ver no Quadro 3.6:

Quadro 3.6 – Classificação do tipo de terreno de acordo com a NPEN1998-1 [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

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

De acordo com o ponto 3.1.2. (4) da (NPEN1998-1, 2010), para terrenos do tipo S_1 e S_2 , devem ser feitos estudos especiais para definir melhor a ação sísmica, sendo o terreno do tipo S_1 suscetível de “*produzir efeitos anómalos de amplificação do movimento sísmico local e de interação entre o terreno e a estrutura*” (NPEN1998-1, 2010).

Como se pode ver, a classificação é feita de uma forma muito mais detalhada e rigorosa face ao estabelecido no (RSA, 1983), que classificava os solos em apenas 3 tipos diferentes de terreno, como se mostra a seguir no Quadro 3.7:

Quadro 3.7 – Classificação do tipo de terreno de acordo com o RSA.

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

De acordo com (Lopes, 2007), é possível fazer a seguinte correspondência entre os tipos de terreno propostos pelos dois regulamentos Quadro 3.8.

Quadro 3.8 - Correspondência entre os tipos de terreno propostos pelos dois regulamentos. [Fonte (Lopes, 2007)]

$$\begin{aligned}
 \text{Solo Tipo I (RSA)} &\rightarrow \begin{cases} \text{Solo Tipo A (EC8)} \\ \text{Solo Tipo B (EC8)} \end{cases} \\
 \text{Solo Tipo II (RSA)} &\rightarrow \text{Solo Tipo C (EC8)} \\
 \text{Solo Tipo III (RSA)} &\rightarrow \text{Solo Tipo D (EC8)} \\
 \text{sem correspondência} &\rightarrow \text{Solo Tipo E, } S_1 \text{ e } S_2 \text{ (EC8)}
 \end{aligned}$$

3.4.3 Representação básica da ação sísmica

As Ações dinâmicas, como por exemplo a ação sísmica, caracterizam-se por serem ações cuja magnitude, direção ou posição variam com o tempo. A análise dinâmica é feita através da resolução de um conjunto de equações diferenciais, cuja resolução oferece a resposta da estrutura. Essa resposta, que pode ser dada em termos de deslocamentos, acelerações, etc., atinge valores tão elevados que torna muitas vezes a ação sísmica como a ação condicionante no dimensionamento de elementos verticais, tais como pilares e paredes estruturais.

A ação sísmica (aceleração em base rígida) sendo uma ação variável no tempo, é representada pela seguinte equação diferencial do movimento dinâmico de um oscilador linear de um grau de liberdade (Figure 3.3):

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = p(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (3.1)$$

Em que:

$m \cdot \ddot{u} \rightarrow$ representa a força de inércia aplicada na massa

$c \cdot \dot{u} \rightarrow$ representa a força do amortecimento

$k \cdot u \rightarrow$ representa a força elástica instalada na mola

$p(t) \rightarrow$ ação dinâmica

$\ddot{u}_g \rightarrow$ aceleração em base rígida

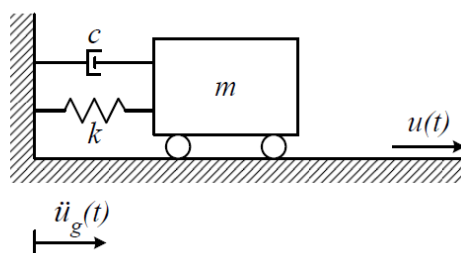


Figure 3.3 – Sistema Estrutural de um grau de liberdade [Fonte: (Simões, Luís; Martins, Alberto 2021)].

Considerando deslocamento e velocidades iniciais nulos, obtém-se para a estrutura amortecida a seguinte solução:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega_D(t-\tau)) d\tau \quad (3.2)$$

Em que:

$\omega \rightarrow$ frequência angular

$\omega_D \rightarrow$ frequência de vibração livre do sistema amortecido

$\xi \rightarrow$ amortecimento viscoso

Em geral, recorre-se à via numérica para resolução deste integral, através de diversos métodos, como por exemplo, o de Newmark.

Para a análise sísmica de estruturas é preciso definir a ação sísmica na forma de um acelerograma. A forma ideal de obter estes acelerogramas seria através de registos de vibrações sísmicas intensas no local onde se pretende implantar a estrutura, uma vez que permitiria levar em conta as condições geológicas do local. Dado que aqui em Portugal há poucos registos de vibrações sísmicas provocados por sismos de elevada magnitude, pode-se recorrer a outras duas alternativas: utilizar acelerogramas de eventos sísmicos registados noutras estações, com características semelhantes às do local; gerar acelerogramas artificiais que simulem os que resultariam da ocorrência sísmica real.

A (NPEN1998-1, 2010) estabelece que o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, designado por espectro de resposta elástica.

O espectro de resposta é a “*representação gráfica do valor máximo da resposta (deslocamentos, velocidade, aceleração) face a uma ação dinâmica de um conjunto de oscilador linear de um grau de liberdade em função da frequência própria (ou período próprio) de cada um deles*”. (Simões, Luís; Martins, Alberto 2020)

3.4.4 Espectro de resposta elástica horizontal

Mostram-se a seguir, as expressões que levam a definição do espectro de resposta elástica (Figura 3.4), $S_e(T)$, das componentes horizontais da ação sísmica segundo a (NPEN1998-1, 2010):

$$0 < T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.6)$$

Em que:

$S_e(T)$ = espectro de resposta elástica;

T = período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g = valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

T_B = limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C = limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D = valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S = coeficiente de solo;

η = coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5 % de amortecimento viscoso

O valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A, é obtido a partir da seguinte expressão:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.7)$$

E o coeficiente de correção do amortecimento, pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.8)$$

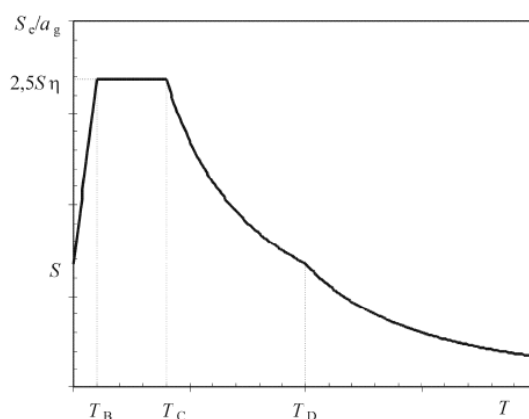


Figura 3.4 – Forma do espectro de resposta elástica da NPEN1998-1 [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

Os parâmetros presentes nas expressões que levam à definição do espectro de resposta elástica, para os dois tipos de ação sísmica, são propostos pelo anexo nacional de cada país, e são apresentados nos Quadro 3.9 e Quadro 3.10:

Quadro 3.9 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a Ação sísmica do tipo I [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

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

Quadro 3.10 - Parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a Ação sísmica do tipo II [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

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

Para além disso, o anexo nacional da (NPEN1998-1, 2010) estipula que o valor do parâmetro S_{max} deve ser determinado da seguinte forma:

$$\text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max}$$

$$\text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} \cdot (a_g - 1)$$

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

No que diz respeito ao (RSA, 1983), também estabelece que a ação sísmica poderá ser representada por espectros de resposta. Assim, fornece espectros de resposta da Zona A (Figura 3.5) para ambos os cenários de sismo e para cada tipo de terreno, em função do coeficiente de amortecimento:

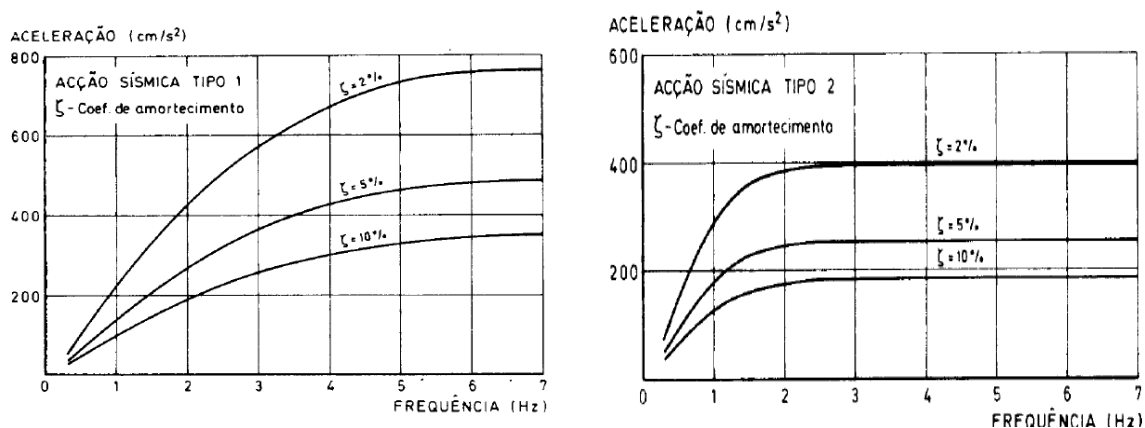


Figura 3.5 - Espectros de resposta da Zona A, para terreno do tipo I [Fonte: (RSA, 1983)].

Ainda diz que para se obter os espectros de respostas para as outras zonas, “*deverão multiplicar-se as ordenadas desses espectros pelos coeficientes de sismicidade respetivos*” (RSA, 1983).

3.4.5 Estudo comparativo entre os espectros de resposta elásticos da NPEN1998-1 com os do RSA

De seguida, apresenta-se um estudo comparativo que visa perceber as mudanças introduzidas pela (NPEN1998-1, 2010). Começa-se por comparar os espectros de resposta elásticos horizontais da (NPEN1998-1, 2010) com os do (RSA, 1983) em 4 cidades do país para o terreno tipo Rocha. Chama-se a atenção de que houve necessidade de majorar os espectros de resposta do (RSA, 1983) por 1,5. Isto deve-se ao facto dos espectros relativos à (NPEN1998-1, 2010) aquando da sua definição virem já majorados por 1,5 (Lopes, 2007)(Carvalho (b), 2011)(Albuquerque, 2013). Por isso, a comparação entre os dois espectros só faz sentido fazendo esta majoração.

Constata-se que para a ação sísmica próxima (Figura 3.6) e (Figura 3.7), os valores das acelerações espectrais do (RSA, 1983) são superiores aos da (NPEN1998-1, 2010) para todas as gamas de períodos e em todas as zonas analisadas. No que toca à ação sísmica afastada (Figura 3.6) e (Figura 3.7), verifica-se que os valores espectrais são semelhantes entre si, exceto para zona de Lagos em que a (NPEN1998-1, 2010) apresenta valores de acelerações espectrais muito superiores aos do (RSA, 1983), por se tratar de uma zona de alta sismicidade, que foi penalizada pela (NPEN1998-1, 2010) como se pode ver no zonamento de território.

De modo geral, verifica-se que os valores espectrais do (RSA, 1983) são superiores aos da (NPEN1998-1, 2010) contudo, não se pode concluir à partida que este último seja menos

exigente em relação à definição da ação sísmica para o projeto sísmico das estruturas. Pelo contrário, introduz uma série de exigências de ductilidade e de dissipação de energia aquando do dimensionamento sísmico, que se traduz, por vezes, num aumento do custo de obra, como provado em alguns estudos como (Lopes, 2007)(Albuquerque, 2013).

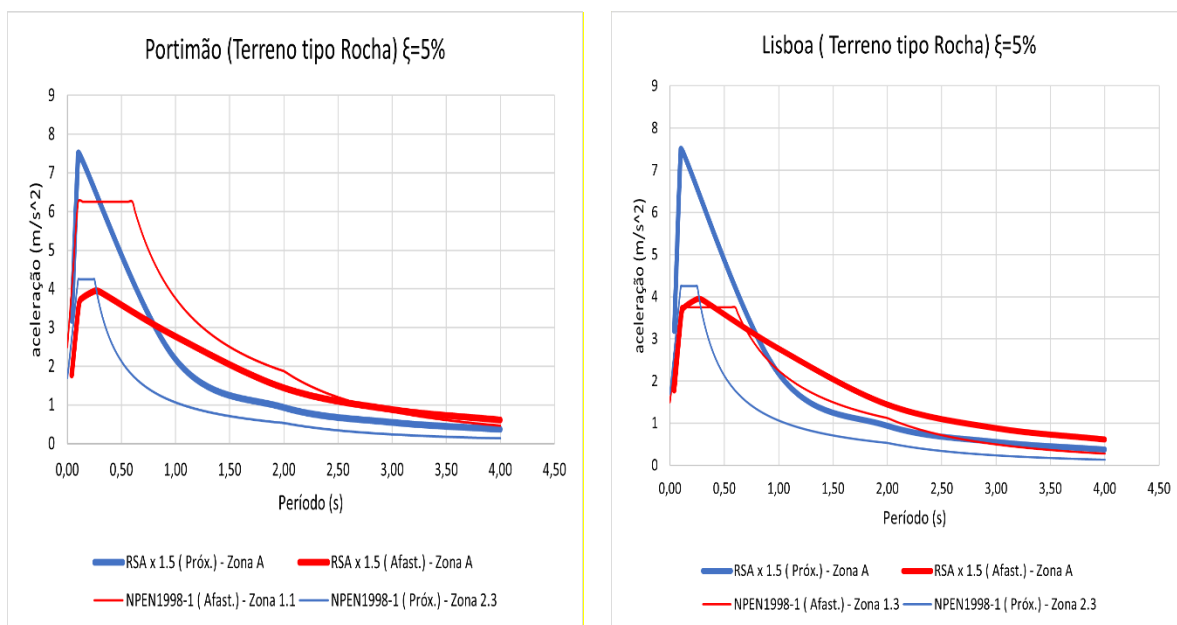


Figura 3.6 – Comparação entre os espectros de repostas elásticas da (NPEN1998-1, 2010) e os do (RSA, 1983), para as cidades de Portimão e Lisboa.

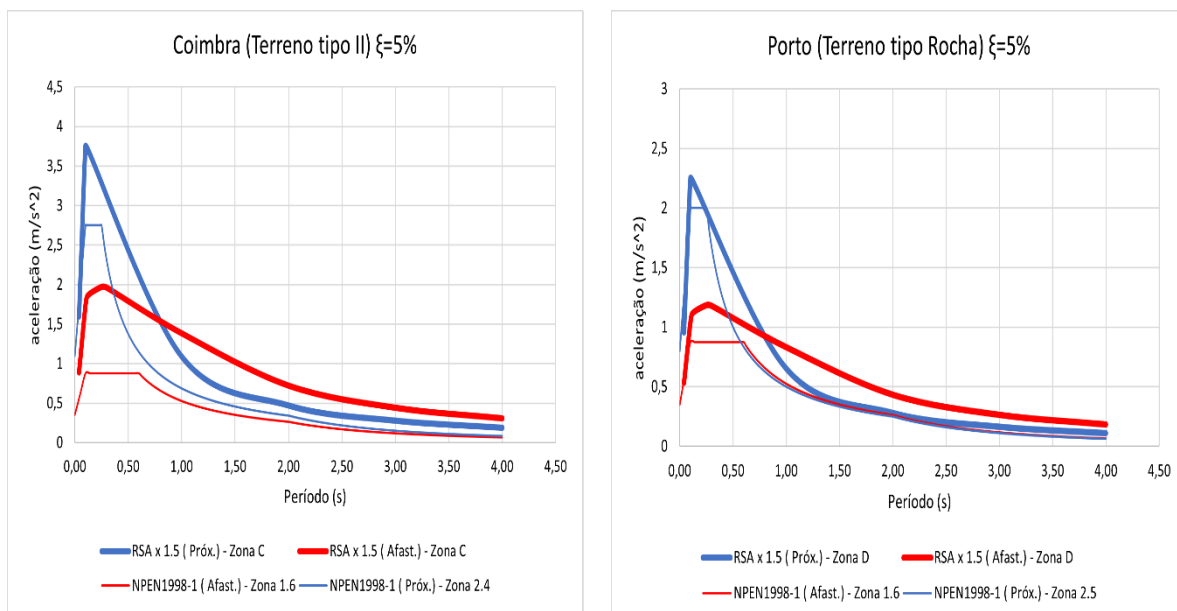


Figura 3.7 - Comparação entre os espectros de repostas elásticas da (NPEN1998-1, 2010) e os do (RSA, 1983), para as cidades de Coimbra e Porto.

A fim de se perceber mais a fundo estas mudanças introduzidas pela (NPEN1998-1, 2010), no que toca à definição da ação sísmica, ilustram-se os efeitos da alteração da classificação dos solos para a ação sísmica afastada em várias zonas do país (para um amortecimento viscoso de 5%) (Figura 3.8) e (Figura 3.9).

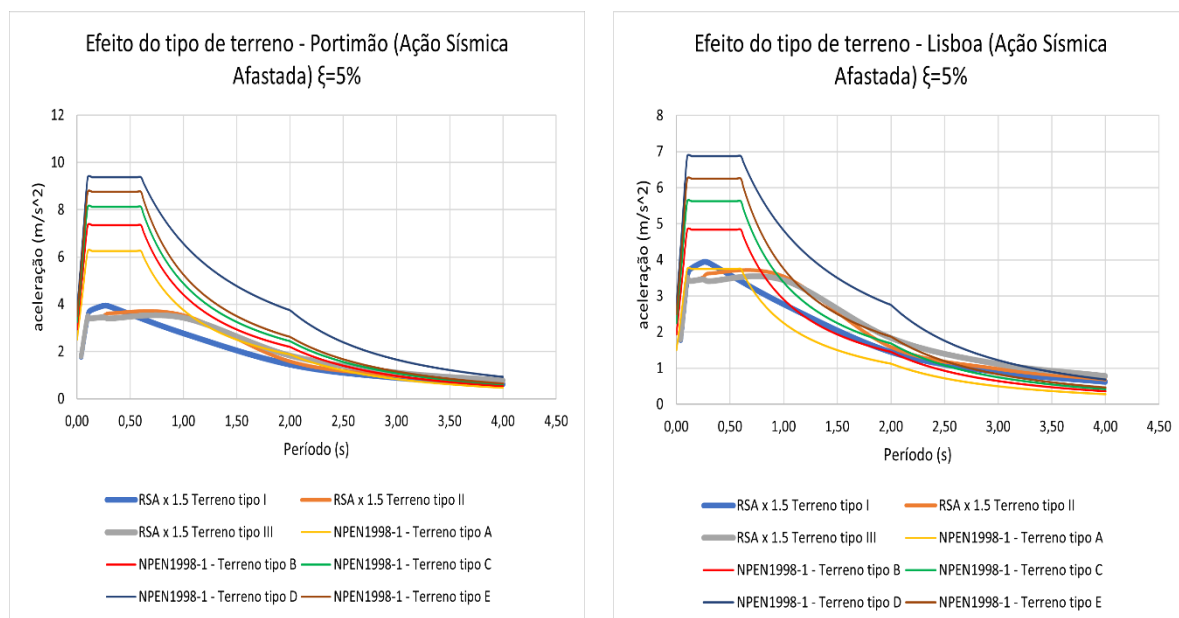


Figura 3.8 – Efeito do tipo de terreno, comparação entre os espectros de repostas elásticas da (NPEN1998-1, 2010) e os do (RSA, 1983), para as cidades de Portimão e Lisboa.

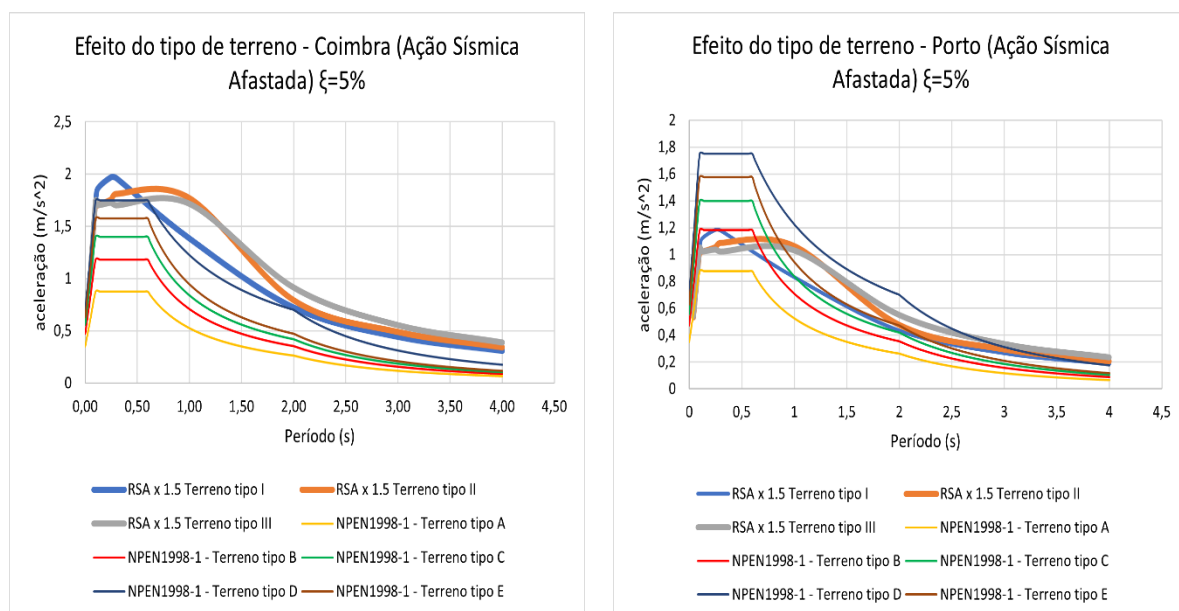


Figura 3.9 - Efeito do tipo de terreno, comparação entre os espectros de repostas elásticas da (NPEN1998-1, 2010) e os do (RSA, 1983), para as cidades de Coimbra e Porto.

Cingindo apenas nas condições do terreno, observa-se um claro agravamento dos valores espectrais por parte da (NPEN1998-1, 2010) associados à ação sísmica afastada para todas as zonas, exceto Coimbra. Este agravamento é ainda mais notório nos solos mais brandos. De facto, para sismos com epicentro afastado, o valor da aceleração de pico tende a ser bastante maior nos solos brandos, como foi evidenciado no sismo que ocorreu na cidade do México em 1985 (Estêvão, 2007). A explicação para esse fenómeno é apresentada a seguir:

“Os solos brandos apresentam maior amortecimento material e atenuação inelástica das ondas sísmicas, do que os solos rijos, o que faria supor uma resposta sísmica com menor valor de aceleração de pico... A maior amplificação das vibrações, associada a solos brandos, advém da estratificação, designadamente dos contrastes de impedância (igual ao produto da densidade do meio, pela velocidade de propagação das ondas sísmicas) entre as várias camadas e o substrato rochoso. As ondas sísmicas, ao refletirem nas zonas de descontinuidade, geram uma amplificação das vibrações à medida que se propagam num e noutra sentido das camadas. Outro dos efeitos da existência de solos brandos é o aumento da duração das vibrações sísmicas” (Estêvão, 2007) (Afak, 2001) (Reinoso & Ordaz, 2001).

A (NPEN1998-1, 2010) tem em consideração este fenómeno de amplificação das vibrações por influência da geologia local através do parâmetro S (Estêvão, 2007), que assume o valor de 1 para terreno tipo A e atinge o valor máximo de 2 para terreno tipo D. Portanto, com esse agravamento dos valores espectrais para solos brandos, a (NPEN1998-1, 2010) vem corrigir uma falha do (RSA, 1983), que propõe para solos mais brandos, acelerações espectrais menores que para os solos de maior rigidez, o que é uma incoerência em relação ao real comportamento dos solos.

3.4.6 Espectro de resposta elástica vertical

Este tópico não será abordado nesta dissertação, uma vez que as estruturas correntes de betão armado são poucos sensíveis a movimentos vibratórios nessa direção. Para todos os efeitos, de acordo com o ponto 4.3.3.5.2 da (NPEN1998-1, 2010), deve-se considerar a componente vertical da ação sísmica, caso o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical, a_{vg} , for superior a 0,25 g (2,5 m/s²), para alguns elementos em especial, especificados nesse mesmo ponto.

3.4.7 Espectro de cálculo para a análise elástica

A Análise modal (que vai ser tratada mais adiante) deve ser feita utilizando um espectro de cálculo, que é obtido reduzindo o espectro de resposta elástica pelo coeficiente de comportamento, q . Este parâmetro permite ter em consideração a capacidade de dissipação de energia das estruturas, que é conseguida através do comportamento dúctil dos seus elementos

e/ou de outros mecanismos, de forma a evitar a necessidade de se fazer uma análise não elástica explícita.

De acordo com a (NPEN1998-1, 2010) “o coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5 % de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura”.

O valor do coeficiente de comportamento, q , é estabelecido em função do tipo de material e do tipo de sistema estrutural. No próximo subcapítulo irá ser dado indicações para a sua determinação.

Portanto, para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo para a análise elástica é definido utilizando as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.11)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.12)$$

Em que:

$S_d(T) \rightarrow$ espectro de cálculo;

$q \rightarrow$ coeficiente de comportamento;

$\beta \rightarrow$ coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. O valor recomendado para β é 0,2.

Em relação ao (RSA, 1983), no artigo 30º refere que poderão utilizar-se métodos de análise dinâmica, admitindo que as estruturas têm um comportamento linear, corrigindo os resultados

através da afetação destes ao coeficiente de comportamento, q . Contudo essa afetação é feita apenas nas combinações sísmicas.

3.4.8 Coeficiente de comportamento

Para edifícios correntes de betão armado, o coeficiente de comportamento é definido de acordo com o exposto na secção 5.2.2.2 da (NPEN1998-1, 2010), para cada direção, através da seguinte expressão:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (3.13)$$

em que:

- q_0 valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade;
- k_w Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes

Os valores de q_0 , para edifícios regulares em altura, são apresentados no Quadro 3.11, em função do tipo de estrutura:

Quadro 3.11 – valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

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

α_u / α_1 deverá tomar os seguintes valores:

Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

- Edifícios de um só piso: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$;

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

Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:

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

O valor de q_0 deve ser reduzido em 20%, caso o edifício não seja regular em altura.

O coeficiente k_w é definido da seguinte forma:

- 1,0 para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos;
- $(1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$, mas não inferior a 0,5, para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis.

α_0 representa a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural e poderá ser definida da seguinte forma:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (3.14)$$

em que:

h_{wi} altura da parede i;

l_{wi} comprimento da secção da parede i;

No que toca ao (REBAP, 1983), indica no Artigo 33º que nos casos de edifícios correntes, podem adotar-se para as direções horizontais os seguintes valores de coeficientes de comportamento, apresentados no Quadro 3.12:

Quadro 3.12 – Valores de coeficientes de comportamento, q, segundo (REBAP, 1983).

Tipos de Estruturas	Ductilidade normal	Ductilidade melhorada
Estruturas em pórtico	2,5	3,5
Estruturas mistas pórtico-parede	2,0	2,5
Estruturas-parede	1,5	2,0

3.4.9 Combinação de ações para a situação da ação sísmica

A (NPEN1998-1, 2010) indica que se deve recorrer ao ponto 6.4.3.4 da (NPEN1990, 2009), para se determinar a combinação de ações para situações de projeto sísmicas, que pode ser representada da seguinte forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.15)$$

Com:

“+” significa “a combinar com”;

$A_{Ed} = A_{Ek} \cdot \gamma_I$ valor de cálculo da ação sísmica;

γ_I coeficiente de importância;

A_{Ek} valor característico da ação sísmica;

P valor do pré-esforço;

$\psi_{2,i}$ coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i;

$Q_{k,i}$ valor característico da ação variável i;

O coeficiente de combinação, $\psi_{2,i}$, é definido no Quadro A 1.1 da (NPEN1990, 2009), e para zonas de habitação o seu valor é igual a 0,3.

De acordo com o ponto 3.2.4 da (NPEN1998-1, 2010) os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados levando em consideração a presença das massas associadas às forças gravíticas, através da seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.16)$$

Com $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$, em que φ é um fator em função do tipo de piso é dado pelo quadro 4.2 da (NPEN1998-1, 2010).

As massas associadas às forças gravíticas são contabilizadas da mesma forma no (RSA, 1983), com a diferença de que os $\psi_{2,i}$ tomam valores diferentes. Para as zonas de habitação toma o valor de 0,2, enquanto para as zonas de loja em geral toma o valor de 0,4.

No que diz respeito ao (RSA, 1983), a combinação de ações para situações de projeto sísmicas, é dada pela seguinte expressão:

$$\sum_{i=1} S_{G_{i,k}} + 1,5 \cdot S_{E,k} + \sum_{j=2} \psi_{2,j} \cdot S_{Q_{j,k}} \quad (3.17)$$

Com:

$S_{E,k} \rightarrow$ valor característico da ação sísmica

$\psi_{2,j} \rightarrow$ coeficiente de combinação quase-permanente da ação variável j

Fazendo uma comparação entre os dois regulamentos, através das expressões (3.15) e (3.17), verifica-se que a ação sísmica segundo o (RSA, 1983) é afetada de 1,5, ao contrário da ação sísmica segundo a (NPEN1998-1, 2010), que vem afetada apenas do coeficiente de importância, γ_I , (que para edifícios correntes toma o valor igual a 1,0). Essa diferença resulta do facto já explicado em 3.4.5.

3.5 Critérios de regularidade estrutural

No capítulo 2 foram tratados aspetos relacionados com a conceção estrutural e mostrou-se como a falta de regularidade estrutural afetaria a resposta sísmica das estruturas, colocando em causa em várias situações a sua segurança.

Antes de se proceder a análise estrutural, é preciso averiguar se o edifício em causa cumpre os critérios de regularidade estrutural, nomeadamente o critério de regularidade em planta e o critério de regularidade em altura, a fim de se saber o método de análise correto a aplicar. Além disso, caso o edifício não seja regular em altura, de acordo com o ponto 4.2.3.1 da (NPEN1998-1, 2010) o valor de coeficiente de comportamento deve ser reduzido, e o novo valor a utilizar deve ser obtido multiplicando o coeficiente de comportamento de referência por 0,8. No Quadro 3.13 é indicado que método de análise se pode utilizar em função da regularidade estrutural do edifício:

Quadro 3.13 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico [Fonte: (NPEN1998-1, 2010)].

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral ^{a)}	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial ^{b)}	Força lateral ^{a)}	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

De modo semelhante, o (RSA, 1983) já admitia a utilização de métodos de análises sísmicas simplificadas caso o edifício cumprisse um conjunto de critérios contudo, não tão detalhados como os da (NPEN1998-1, 2010). Esses critérios são encontrados no ponto 4 do artigo 30º do (RSA, 1983).

3.5.1 Critérios de regularidade em planta e altura

Um edifício é considerado regular em planta, se cumprir um conjunto de requisitos propostos no ponto 4.2.3.2 da (NPEN1998-1, 2010). Por sua vez, de acordo com a cláusula 4.2.3.3 da (NPEN1998-1, 2010), para um edifício ser considerado regular em altura deve satisfazer todos os requisitos propostos nessa cláusula.

3.6 Análise estrutural

3.6.1 Modelação

A (NPEN1998-1, 2010) estabelece um conjunto de princípios para a modelação, de forma a que as características da resposta sísmica do edifício modelado, correspondam tanto quanto possível ao seu real comportamento quando submetido à ação sísmica. Assim, estipula que na modelação do edifício deve-se representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massa, de forma que sejam corretamente representados para a ação sísmica considerada, todos os modos de deformação significativos, assim como as forças de inércia.

De acordo com o ponto 4.3.1 da (NPEN1998-1, 2010), em edifícios de betão armado, a rigidez dos elementos estruturais a considerar aquando da modelação estrutural, deve ter em conta os efeitos de fendilhação. Essa rigidez deverá corresponder ao início da cedência da armadura. Deste modo, indica que a rigidez a utilizar para toda a estrutura é igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados. Na realidade o que se está a fazer é tornar a estrutura mais flexível, sendo assim, na maioria dos casos, os esforços serão menores em consequência da diminuição da frequência natural da estrutura. Por outro lado, os deslocamentos serão maiores, como se verá no próximo capítulo pelos valores dos deslocamentos entre pisos, o que vai afetar diretamente o estado limite de limitação de danos, um conceito novo introduzido pela (NPEN1998-1, 2010).

Poderão considerar-se diferentes valores de rigidez para cada elemento estrutural, uma vez que a perda de rigidez por fendilhação depende das propriedades geométricas da secção, da taxa de armadura e do esforço normal de compressão atuante (Santos, 2016). Recomenda-se a leitura de (Santos, 2016) para uma análise deste assunto em maior detalhe. Porém a abordagem que será adotada nesta dissertação, é a primeira, considerando a rigidez a utilizar como uniforme em toda a estrutura, igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados.

3.6.2 Métodos de análise

A (NPEN1998-1, 2010) oferece-nos a possibilidade de utilizar diversos métodos de análise para ter em conta os efeitos do sismo. Pode utilizar-se métodos assumindo o comportamento linear da estrutura assim como métodos de análise não linear da estrutura.

No que diz respeito aos métodos de análise elástica linear, dá-nos a possibilidade de utilizar diferentes abordagens em função das características estruturais dos edifícios e da sua classe de importância, em que se destaca os dois métodos a seguir:

- Método de análise por forças laterais

Aplicável aos edifícios que satisfaçam um conjunto de condições presentes no ponto 4.3.3.2 da (NPEN1998-1, 2010)

- Análise modal por espectro de resposta

Método de referência da (NPEN1998-1, 2010), aplicável a todos os tipos de edifícios.

Por outro lado, poderão utilizar-se métodos não lineares, sempre devidamente fundamentadas, tais como:

- Análise estática não linear (*pushover*)
- Análise (dinâmica) temporal não linear

No entanto, a (NPEN1998-1, 2010) recomenda que a análise sísmica deve ser feita utilizando a análise modal por espectro de resposta, por isso, no âmbito desta dissertação, só será abordado em pormenor este método de análise, sendo que existe indicações no ponto 4.3.3 da (NPEN1998-1, 2010) sobre como se devem utilizar os outros métodos e em que condições.

3.6.3 Análise modal por espectro de resposta

Tanto a (NPEN1998-1, 2010) como o (RSA, 1983), estipulam que o método de referência para a determinação dos efeitos sísmicos deve ser a análise modal por espectro de resposta, sendo que o primeiro utiliza o espectro de cálculo. É um método de análise que pode ser aplicado a todos os tipos de edifícios sem limitações.

Na maioria dos casos em que se pretende fazer a análise sísmica de estruturas com comportamento linear, o objetivo não é conhecer a evolução da resposta ao longo do tempo, mas apenas calcular os valores extremos desta resposta. Nestes casos é mais prático recorrer a uma análise modal por espectro de resposta. (Guerreiro, 1999)

O primeiro passo deste tipo de análise consiste na determinação de todos os modos de vibração e frequências de vibração da estrutura (problema de vetores próprios e valores próprios, respetivamente). Esta tarefa é feita de uma forma fiável e eficiente pelos *softwares* de cálculo estrutural destinados à análise sísmica de edifícios (Fardis, M., 2008). Além dos modos de vibração e das frequências de vibração da estrutura, estes *softwares* permitem determinar os fatores de participação modal, assim como as massas modais efetivas de cada modo.

Dado que a base teórica (Dinâmica) para a obtenção da resposta da análise sísmica de edifícios ser muito extensa, decidiu-se não a incluir nesta dissertação. Contudo recomenda-se a leitura de obras como (Chopra, 1995), (Clough and Penzien, 2003) e (Simões, 2015).

3.6.3.1 Número mínimo de modos a considerar na análise

De acordo com o ponto 4.3.3.3.1 da (NPEN1998-1, 2010), devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura. Esse requisito é satisfeito cumprindo uma das três condições a seguir apresentadas:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos 90% da massa total da estrutura. (NPEN1998-1, 2010)

- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são consideradas.(NPEN1998-1, 2010)
- Em alternativa, para edifícios com uma contribuição significativa dos modos de torção, deverá considerar-se numa análise espacial um número mínimo k de modos que satisfaçam as duas condições seguintes:(NPEN1998-1, 2010)

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3.18)$$

e

$$T_k \leq 0,20s \quad (3.19)$$

em que:

k número de modos considerados;

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

T_k período de vibração do modo k .

3.6.3.2 Combinação das respostas modais

Dado que as respostas máximas de cada modo não ocorrem simultaneamente, essas precisam ser combinadas, desde que consideradas independentes entre si. Essa combinação pode ser feita através da seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.20)$$

em que:

E_E efeito considerado da ação sísmica (força, deslocamento, etc.);

E_{Ei} Valor desse efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração i .

No ponto 4.3.3.3.2 da (NPEN1998-1, 2010), é referido que, para que as respostas de dois modos i e j sejam consideradas como independentes entre si, os seus períodos T_i e T_j devem satisfazer a seguinte condição:

$$T_j \leq 0,9 T_i \quad (3.21)$$

3.6.3.3 Combinação das componentes horizontais da ação sísmica

Geralmente considera-se que as componentes horizontais da ação sísmica atuam simultaneamente e poderão ser calculadas utilizando a seguinte regra, de acordo com o ponto 4.3.3.5.1 da (NPEN1998-1, 2010):

$$a) E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (3.22)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.23)$$

em que:

“+” significa “a combinar com”;

E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura.

3.6.4 Efeitos acidentais de torção

Como já foi referido anteriormente, o afastamento entre o centro de massa e o centro de rigidez provoca uma resposta com uma componente torsional da estrutura durante um sismo. Para levar em conta as incertezas relativas à localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, assim como limitar as consequências de respostas torsionais imprevistas, a (NPEN1998-1, 2010) introduz efeitos acidentais de torção. De acordo com o ponto 4.3.2 da (NPEN1998-1, 2010), isto é considerado deslocando o centro de massa calculado em cada piso, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade acidental:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.24)$$

em que:

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

L_i dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica

Como prescrito no ponto 4.3.3.3.3 da (NP EN1998-1, 2010), quando se utiliza a análise modal por espectro de resposta, os efeitos accidentais de torção poderão ser tidos em conta através da aplicação de um conjunto de momentos de eixo vertical, em cada piso i , da seguinte forma:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.25)$$

em que:

M_{ai} Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;

F_i Força horizontal atuando no piso i , e são obtidas da seguinte forma:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.26)$$

em que:

m_i, m_j Massas dos pisos;

s_i, s_j Deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental.

As forças de corte sísmicas horizontais na base, F_b são obtidas da seguinte forma:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.27)$$

em que:

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

T_1 período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida.

λ fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda = 0.85$ se $T_1 \leq 2 T_C$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,0$ nos outros casos.

3.6.5 Efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ)

De acordo com o exposto no ponto 4.4.2.2 da (NPEN1998-1, 2010), é dispensada a consideração dos efeitos de segunda ordem se a condição seguinte for verificada em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (3.28)$$

em que:

θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

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

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

h altura entre pisos.

d_r representa o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios, d_s , no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com o ponto 4.3.4 da (NPEN1998-1, 2010), da seguinte forma:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (3.29)$$

em que:

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

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

Acrescenta-se ainda que, de acordo com o ponto 4.4.2.2 da (NPEN1998-1, 2010), o valor do coeficiente θ , não deve ser superior a 0,3. Além disso, preconiza que os efeitos de segunda

ordem poderão ser avaliados de modo aproximado, multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a $1/(1-\theta)$, caso $0,1 < \theta \leq 0,2$.

3.7 Considerações finais

Para finalizar este capítulo, faz-se uma breve distinção entre a abordagem utilizada pela (NPEN1998-1, 2010) e pelo (RSA, 1983) para a análise sísmica de edifícios correntes de betão armado:

- Abordagem pela (NPEN1998-1, 2010)

É feita através da análise modal por espectro de resposta, em que se utiliza o espectro de cálculo. O espectro de cálculo é definido em função da localização do edifício, das condições do terreno, da classe de importância do edifício, do coeficiente do comportamento, etc.

O espectro de resposta para a satisfação dos dois requisitos de desempenho tem a mesma forma, porém a ação sísmica para a verificação do requisito de limitação de danos é obtida afetando a ação sísmica de cálculo por um coeficiente de redução, v .

Este regulamento estipula que se deve considerar a rigidez dos elementos em estado fendilhado. Essa rigidez, por simplificação, pode ser considerada uniforme em toda a estrutura, igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados.

Ainda introduz o conceito de efeitos acidentais de torção, para ter em consideração as incertezas relativas à localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico.

A combinação de ações para a situação da ação sísmica é feita utilizando a expressão (3.15).

Por último, destaca-se que apesar dos efeitos de inércia da ação sísmica serem avaliados da mesma forma pelos dois regulamentos através da expressão (3.16), os coeficientes $\psi_{2,i}$ dos dois regulamentos são diferentes.

- Abordagem pelo (RSA, 1983)

A análise também é feita através da análise modal por espectro de resposta, utilizando o espectro de resposta que vem definido no regulamento em questão.

A combinação de ações para a situação da ação sísmica é feita utilizando a expressão (3.17), em que o valor característico da ação sísmica, S_{Ek} , é obtido através da seguinte expressão:

$$S_{Ek} = S \cdot \frac{\alpha}{q} \quad (3.30)$$

em que:

S valor da aceleração máxima do espectro de resposta

α coeficiente de sismicidade

q coeficiente de comportamento

4 ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1 Introdução

A fim de se perceber de forma mais aprofundada as principais diferenças entre os dois regulamentos e consolidar os conceitos expostos no capítulo anterior, far-se-á uma análise sísmica de dois edifícios de betão armado aplicando os dois regulamentos, (RSA, 1983)/(REBAP, 1983) e (NPEN1998-1, 2010). O objetivo deste estudo é comparar os resultados obtidos através da aplicação dos dois regulamentos, assim como analisar a resposta sísmica dos dois edifícios em diferentes zonas do país. Como tal, usar-se-á 4 zonamentos diferentes para cada edifício (Portimão, Lisboa, Coimbra e Porto) representativos das diferentes zonas sísmicas existentes em Portugal.

A análise sísmica é feita recorrendo ao software Robot Structural Analysis 2021, que permite a análise linear estática e dinâmica de estruturas tridimensionais, compostas por elementos finitos lineares e planos.

4.2 Edifício 1

4.2.1 Caracterização do edifício

Trata-se de um edifício de betão armado, de uso misto, constituído por uma cave destinada ao estacionamento automóvel, um piso 0 destinado ao comércio e três pisos elevados destinados à habitação. No que toca às coberturas (nível 1 e nível 2) não são acessíveis.

Assume particular importância, salientar que a conceção estrutural, tanto deste edifício como a do Edifício 2, foi muito condicionada pela disposição de espaços previstas no projeto de arquitetura, principalmente no que diz respeito a distribuição dos elementos verticais resistentes (pilares e paredes resistentes).

A estrutura resistente é de betão armado, dispõe de um núcleo de elevadores (constituído por paredes de betão armado de 0,25m de espessura) e duas paredes resistentes verticais também de 0,25m de espessura. O piso enterrado destinado ao estacionamento automóvel é constituído por paredes de betão armado ao longo do contorno soterrado, que apresenta uma espessura de 0,25m. A solução adotada para o teto da cave é uma laje fungiforme aligeirada com blocos de cofragem recuperáveis de 32,5 cm de espessura no total, sendo que nas zonas em torno dos pilares e núcleo de elevadores adotou-se uma laje maciça de 32,5 cm. Nos pisos elevados, adotou-se laje fungiforme aligeirada com blocos de cofragem perdidos com 31cm de espessura no total, sendo que nas zonas em torno dos pilares e núcleo de elevadores adotou-se uma laje

maciça de 31 cm. Nas varandas foi adotada uma laje maciça de 20 cm de espessura no total. Em média os vãos possuem uma ordem de grandeza de 6m, sendo os maiores de 7m, com varandas de 2m, condicionando dessa forma diretamente a espessura das lajes.

A superestrutura foi concebida para resistir às ações sísmicas horizontais através das paredes que se desenvolvem segundo a direção de atuação dessas ações. A distribuição da rigidez vertical em planta (dentro dos condicionamentos impostos pela arquitetura) foi efetuada por forma a minimizar os esforços induzidos nos pilares por efeito da torção global do edifício.

Apresenta-se a distribuição dos elementos estruturais resistentes do edifício na Figura 4.1.

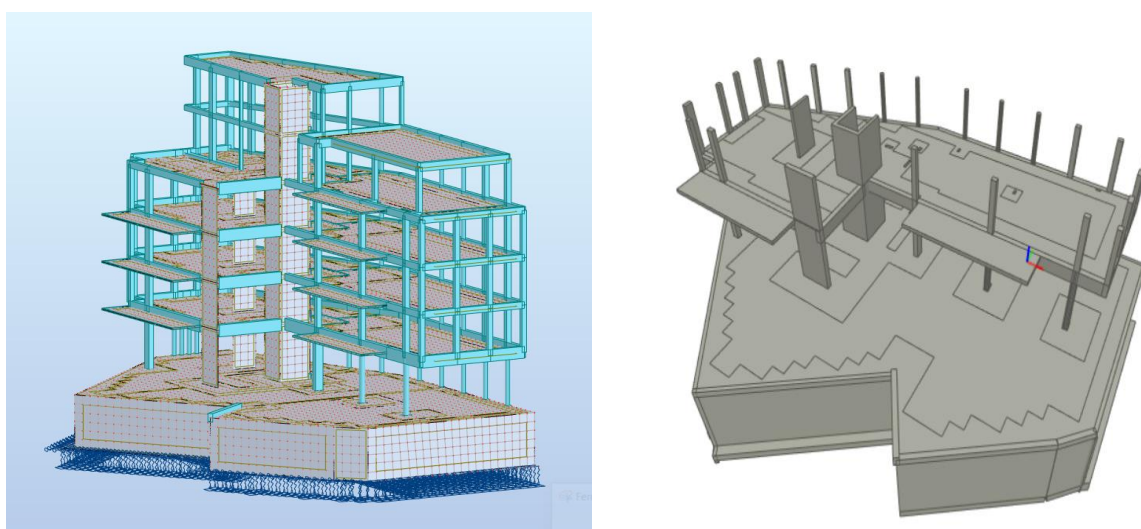


Figura 4.1 – Modelo estrutural (Robot Structural Analysis 2021) (à esq.) e Distribuição dos elementos verticais resistentes no piso 1 (BIMvision) (à dir.).

4.2.2 Definição dos materiais

Para ambos os edifícios serão utilizados os seguintes materiais estruturais:

Betão C30/37:

Valor característico da resistência à compressão: $f_{ck} = 30$ MPa;

Valor médio da resistência à tração: $f_{ctm} = 2,9$ MPa;

Valor do módulo da elasticidade médio: $E_{cm} = 33$ GPa;

Coefficiente parcial de segurança: $\gamma_c: 1,5$

Classe de Exposição: XC1

Aço para armaduras de betão armado A500 NRSD:

Valor característico da tensão de cedência: $f_{syk} = 500$ MPa

Módulo de elasticidade: $E_s = 200$ GPa

Coefficiente parcial de segurança: $\gamma_s = 1,15$;

4.2.3 Definição das ações na estrutura

Segundo o (RSA, 1983)

Ações permanentes:

- Peso próprio da estrutura, calculado automaticamente pelo Robot Structural Analysis 2021, de acordo com o peso volúmico dos materiais e a sua volumetria;
- Restantes cargas permanentes, tendo em conta o peso dos revestimentos, paredes divisórias (em alvenaria) e redes técnicas. O valor considerado para as restantes cargas permanentes foi de 3,5 kN/m².

Ações Variáveis:

Quadro 4.1 – Ações Variáveis segundo o (RSA, 1983) para o edifício 1.

Laje	Tipos de utilização referidos em:	q_k(kN/m²)	$\psi_{2,i}$
Piso -1	35.1.2 d)	4,0	0,6
Piso 0	35.1.1 c)	4,0	0,4
Piso 1 a 3	35.1.1 a)	2,0	0,2
Coberturas não acessíveis	34.3	1,0	0,0

Segundo a (NPEN1998-1, 2010)

Ações permanentes:

- Peso próprio da estrutura, calculado automaticamente pelo Robot Structural Analysis 2021, de acordo com o peso volúmico dos materiais e a sua volumetria;

- Restantes cargas permanentes, tendo em conta o peso dos revestimentos, paredes divisórias (em alvenaria) e redes técnicas. O valor considerado para as restantes cargas permanentes foi de 3,5 kN/m².

Ações Variáveis:

Quadro 4.2 - Ações Variáveis segundo a (NPEN1998-1, 2010) para o edifício 1.

Laje	Categoria	$q_k(\text{kN/m}^2)$	$\psi_{2,i}$	φ
Piso -1	F	2,5	0,6	1,0
Piso 0	D1(zonas de loja em geral)	4,0	0,6	1,0
Piso 1 a 3	A (zonas de habitação)	2,0	0,3	0,8
Coberturas não acessíveis	H	0,4	0,0	1,0

De salientar que os valores das ações variáveis foram definidos de acordo com os quadros Q NA-6.2, Q NA-6.8 e Q NA-6.10 da (NPEN1991-1-1, 2009). Os valores de Ψ_2 foram retirados do Q A1.1 da (NPEN1990, 2009).

4.2.4 Modelação

A modelação foi feita recorrendo ao software Robot Structural Analysis 2021. Para os casos em que se aplica a (NPEN1998-1, 2010), considerou-se a rigidez dos elementos em estado fendilhado e uniforme em toda a estrutura, igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados. No modelo, isso foi conseguido reduzindo o módulo de elasticidade do betão, E_c , para a metade.

De referir que na modelação de ambos edifícios foram utilizados elementos finitos tipo barra (em vigas e pilares) e do tipo casca plana com elementos quadrangulares de 4 nós (formando grelhas com dimensão de 0,20 m) nas paredes de betão armado, incluído os muros de cave, e também nas lajes.

4.2.5 Aplicação do RSA/REBAP

4.2.5.1 Análise modal

A análise modal foi feita pelo *software* Robot Structural Analysis, através da resolução do problema de valores e vetores próprios do sistema de equações de equilíbrio dinâmico. Devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura. Este critério fica satisfeito quando “a soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos 90% da massa total da estrutura”. Assim, foram considerados 160 modos de forma a satisfazer este critério.

No Quadro 4.3 são descritos os parâmetros dos modos de vibração assim como a percentagem da participação da massa modal. Daqui, pode concluir-se o seguinte:

- A frequência fundamental apresenta um valor igual a 1,24 Hz, valor satisfatório para edifícios correntes de betão armado;
- Os primeiros modos de vibração são modos torsionais.

Quadro 4.3 – Parâmetros dos modos de vibração e percentagem da participação da massa modal do Edifício 1 de acordo com a aplicação do (RSA, 1983).

Modos de vibração	Frequência (Hz)	Período(s)	Participações de Massa		
			% acum. Ux	% acum. Uy	% acum. Uz
1	1,24	0,81	12,68	21,29	0,00
2	1,65	0,60	34,55	58,65	0,04
3	1,91	0,52	62,10	64,29	0,05
4	3,90	0,26	63,58	65,65	0,06
5	4,98	0,20	64,58	73,27	0,07
160	37,41	0,03	90,39	92,47	99,84

De seguida, mostram-se os primeiros dois modos de vibração da estrutura (Figura 4.2), que como anteriormente referido, são modos associados a torção.

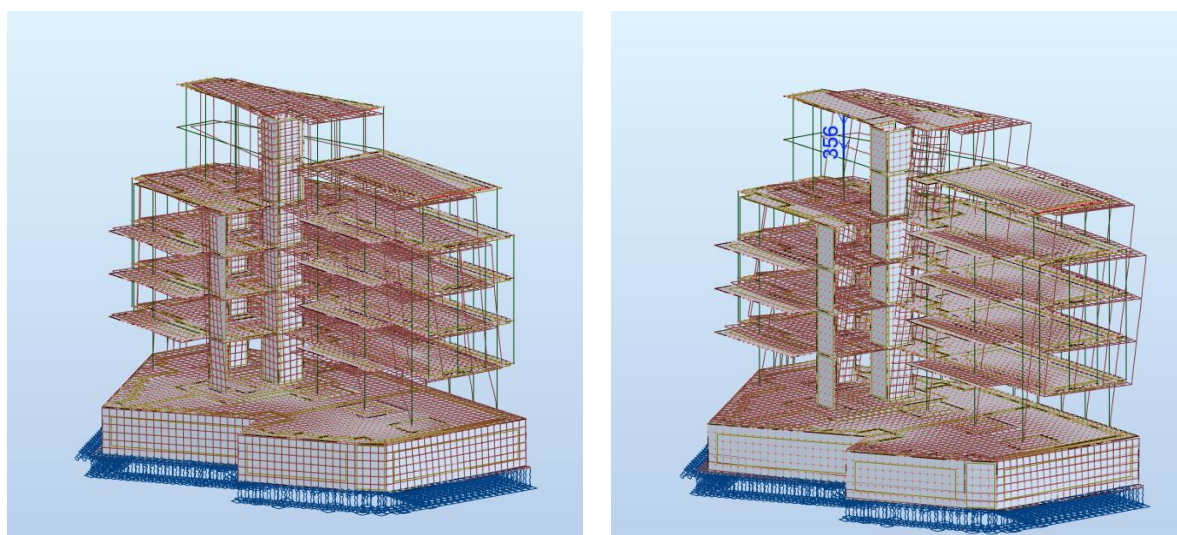


Figura 4.2 – Primeiro modo de vibração (à esq.) e segundo modo de vibração (à dir.) do Edifício 1.

4.2.5.2 Coeficiente de comportamento

De acordo com o artigo 33º do (REBAP, 1983), o coeficiente de comportamento é definido em função do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade.

Classificando ambos os edifícios como estruturas mistas pórtico-parede e de ductilidade normal, chega-se a um coeficiente de comportamento igual a 2.

4.2.5.3 Definição da ação sísmica

Tal como referido no capítulo anterior, para se fazer a análise modal por espectro de resposta é necessário definir antes os espectros de resposta. Este é definido em função de alguns parâmetros como por exemplo, o tipo de terreno, a zona sísmica, o tipo de ação sísmica, amortecimento, etc. Define-se de seguida os parâmetros necessários para a determinação dos espectros de resposta para diferentes zonas do país, para os dois edifícios em estudo Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Parâmetros necessários para a determinação dos espectros de resposta.

Cidade	Zona	Coeficiente de	Tipo de	Coeficiente de
Portimão	A	1,0	II	2
Lisboa	A	1,0	II	2
Coimbra	C	0,5	II	2
Porto	D	0,3	II	2

4.2.5.4 Análise dos esforços

Refere-se que todos os valores apresentados, foram obtidos para as combinações sísmicas criadas no software de análise estrutural Robot Structural Analysis 2021.

Inicialmente é conveniente recordar a convenção de sinais do Robot para elementos de barra, como se ilustra na Figura 4.3.

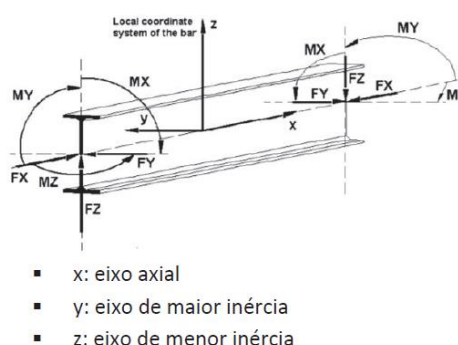


Figura 4.3 – Convenção de sinais do Robot para elementos de barra [Fonte: (Aciv, 2008)].

Também é importante referir que os valores dos somatórios das reações na base são dados em termos dos eixos globais da estrutura, que são apresentados na Figura 4.4.

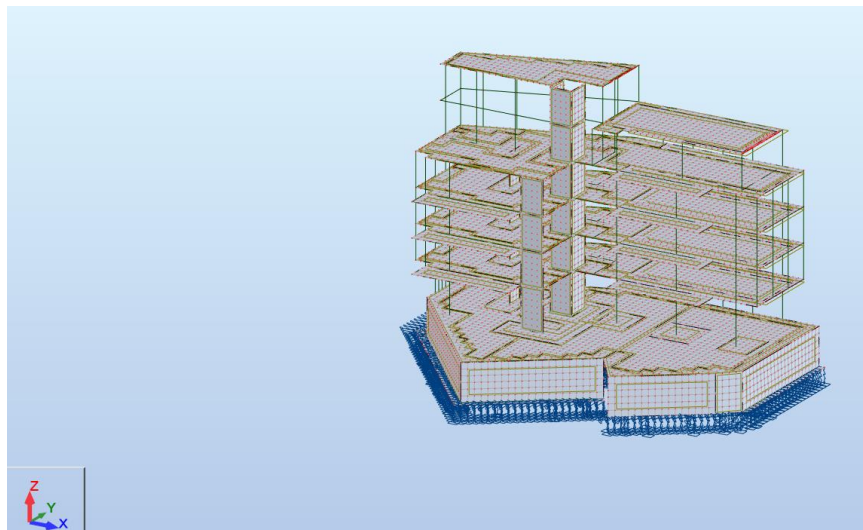


Figura 4.4 – Eixos globais da estrutura.

A seguir são apresentados no Quadro 4.5, os valores dos somatórios das reações na base do Edifício 1, através da aplicação do (RSA, 1983).

Quadro 4.5 - Valores dos somatórios das reações na base do Edifício 1 (RSA, 1983)

		F_x (kN)	F_y(kN)	F_z(kN)	M_x(KN.m)	M_y(kN.m)	M_z(kN.m)
Portimão	A.S.Próx.	2068,34	2045,16	29286,47	407598,2	380471,7	28600,4
	A.S.Afast.	2010,68	2098,81	27114,09	378257,8	351387,3	33972,21
Lisboa	A.S.Próx.	2068,34	2045,16	29286,47	407598,2	380471,7	28600,4
	A.S.Afast.	2010,68	2098,81	27114,09	378257,8	351387,3	33972,21
Coimbra	A.S.Próx.	1106,63	1072,9	26749,57	367222,8	346980,9	14934,84
	A.S.Afast.	1077,8	1099,72	25663,38	352552,6	332438,8	17620,75
Porto	A.S.Próx.	721,94	683,99	25734,81	351072,6	333584,6	9468,62
	A.S.Afast.	704,64	700,09	25083,1	342270,5	324859,3	11080,17

4.2.6 Aplicação da NPEN1998-1

4.2.6.1 Análise modal

Uma vez que para cumprir o critério que indica que “a soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos 90% da massa total da estrutura” ter-se-ia de

considerar 160 modos, optou-se por considerar um outro critério proposto pela (NPEN1998-1, 2010). Tendo em vista uma poupança do tempo no cálculo computacional, optou-se pelo critério que diz que “*para edifícios com uma contribuição significativa dos modos de torção, deverá considerar-se numa análise espacial um número mínimo k de modos que satisfaçam as duas condições seguintes*”:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$$

e

$$T_k \leq 0,20s$$

Assim, foram considerados 30 modos, para satisfazer esse critério. No Quadro 4.6 são ilustrados os parâmetros dos modos de vibração assim como a percentagem da participação da massa modal.

Quadro 4.6 - Parâmetros dos modos de vibração e percentagem da participação da massa modal efetiva do Edifício 1 de acordo com a aplicação da (NPEN1998-1, 2010)

Modos de vibração	Frequência (Hz)	Período(s)	Participações de Massa		
			% acum. Ux	% acum. Uy	% acum. Uz
1	1,00	1,00	12,77	13,64	0,00
2	1,49	0,67	28,77	56,03	0,04
3	1,73	0,58	59,77	61,82	0,05
4	3,06	0,33	61,40	62,56	0,06
5	4,06	0,25	62,09	69,06	0,10
30	10,60	0,09	73,61	78,75	82,87

Comparando os parâmetros dos modos de vibração obtidos a partir da aplicação da (NPEN1998-1, 2010) com os obtidos através do (RSA, 1983), conclui-se que o valor da frequência fundamental baixou para 1,0 Hz. Este resultado era expectável na medida em que na aplicação da (NPEN1998-1, 2010) considerou-se a rigidez dos elementos em estado fendilhado e uniforme em toda a estrutura e, igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados. Portanto, diminuindo a rigidez do edifício, automaticamente baixa-se o valor da frequência fundamental do edifício. Ainda assim, o valor de 1,0 Hz apresentado pela frequência fundamental é um valor satisfatório para edifícios correntes de betão armado.

4.2.6.2 Regularidade em altura

Visto que os Edifícios 1 e 2 possuem o piso 0 vazado, assim como elementos estruturais como paredes resistentes ou pórticos não contínuos desde a fundação até ao topo do edifício, considera-se que ambos são irregulares em altura.

4.2.6.3 Coeficiente de comportamento

Baseando no que foi exposto no capítulo anterior acerca da determinação do coeficiente de comportamento, apresentam-se de seguida os passos necessários para se chegar ao seu valor:

$q = q_0 k_w \geq 1,5$ Fórmula para o cálculo do valor do coeficiente de comportamento;

$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$ Considerando o sistema estrutural de ambos edifícios como sistema porticado/misto e classe de ductilidade média;

$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos;

$$\begin{aligned} q_0 &= 3,0 \times 1,3 \\ &= 3,9 \end{aligned}$$

$q_0 = 3,9 \times 0,8$ Edifício irregular em altura;
 $= 3,12$

$k_w = 1,0$ Para sistemas porticados ou sistema mistos equivalentes a pórticos;

$q = 3,12 \times 1,0$ Valor do coeficiente de comportamento.
 $= 3,12 \geq 1,5$

Chega-se assim ao valor do coeficiente de comportamento igual a 3,12, para ambos edifícios.

4.2.6.4 Definição da ação sísmica de cálculo

A (NPEN1998-1, 2010) estipula que a análise modal deve ser feita utilizando um espectro de cálculo. Assim, define-se os parâmetros necessários para a determinação deste, para as várias cidades em estudo e para ambos edifícios.

- **Edifícios 1 e 2**

Ação sísmica tipo I (Afastada)

Quadro 4.7 - Parâmetros necessários para a determinação dos espectros de resposta de acordo com a (NPEN1998-1, 2010), para a ação sísmica afastada.

	Portimão	Lisboa	Coimbra	Porto
Zona	1.1	1.3	1.6	1.6
Tipo de terreno	C	C	C	C
Classe de importância	II	II	II	II
Coefficiente de comportamento, q	3,12	3,12	3,12	3,12
Amortecimento	5%	5%	5%	5%
ag	2,50	1,50	0,35	0,35
n	1,00	1,00	1,00	1,00
T_B	0,10	0,10	0,10	0,10
T_C	0,60	0,60	0,60	0,60
T_D	2,00	2,00	2,00	2,00
S	1,30	1,50	1,60	1,60

Ação sísmica tipo II (Próxima)

Quadro 4.8 - Parâmetros necessários para a determinação dos espectros de resposta de acordo com a (NPEN1998-1, 2010), para a ação sísmica próxima.

	Portimão	Lisboa	Coimbra	Porto
Zona	2.3	2.3	2.4	2.5
Tipo de terreno	C	C	C	C
Classe de importância	II	II	II	II
Coefficiente de comportamento, q	3,12	3,12	3,12	3,12
amortecimento	5%	5%	5%	5%
ag	1,70	1,70	1,10	0,80
n	1,00	1,00	1,00	1,00
T_B	0,10	0,10	0,10	0,10
T_C	0,25	0,25	0,25	0,25
T_D	2,00	2,00	2,00	2,00
S	1,46	1,46	1,58	1,60

4.2.6.5 Efeitos acidentais de torção

Os efeitos acidentais de torção são considerados diretamente no *software* de cálculo estrutural. Define-se o valor da excentricidade acidental como se pode ver na Figura 4.5, e utiliza-se o

método simplificado para se ter em conta os efeitos acidentais de torção, cumprindo com a expressão (3.25), ou seja, através da aplicação de um conjunto de momentos de eixo vertical, em cada piso i , no centro de massa deslocado.

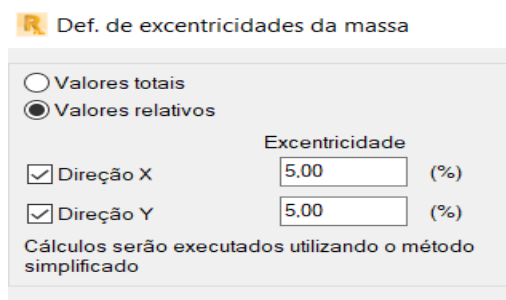


Figura 4.5 – Consideração dos efeitos acidentais de torção no software Robot Structural Analysis 2021.

4.2.6.6 Efeitos de 2ª ordem

Por se tratar de um edifício baixo e ainda possuir uma cave constituída por paredes de betão armado ao longo do contorno soterrado, assume-se que os efeitos de 2ª ordem não são relevantes, por isso, não foram considerados na análise.

4.2.6.7 Análise dos esforços

A seguir são apresentados no Quadro 4.9, os valores dos somatórios das reações na base do Edifício 1, para todos os casos em estudo, através da aplicação da (NPEN1998-1, 2010).

Quadro 4.9 - Valores dos somatórios das reações na base do Edifício 1 (NPEN1998-1, 2010).

		F_x (kN)	F_y(kN)	F_z(kN)	M_x(kN.m)	M_y(kN.m)	M_z(kN.m)
Portimão	A.S.Próx.	1099,47	1084,97	26491,44	362044,1	342317,8	15351,07
	A.S.Afast.	2786,51	2862,05	27444,49	385144,7	352532,7	40229,64
Lisboa	A.S.Próx.	1097,8	1078,71	26475,71	361926,7	342170,7	15299,78
	A.S.Afast.	1968,48	2006,17	26244,2	364197	337855,3	28167,71
Coimbra	A.S.Próx.	810,57	784,46	25766,06	350761,5	333202,5	11077,8
	A.S.Afast.	598,36	574,59	24872,79	337791,4	321771,1	7959,68
Porto	A.S.Próx.	634,97	604,14	25408,69	345006,6	328755,6	8491,22
	A.S.Afast.	598,36	574,59	24872,79	337791,4	321771,1	7959,68

4.3 Edifício 2

4.3.1 Caracterização do edifício

Este edifício caracteriza-se por ser de betão armado, de uso misto, com duas caves (piso -2 e piso -1) destinadas ao estacionamento automóvel, um piso 0 vazado destinado ao comércio (sendo que este piso ainda possui um logradouro destinado ao estacionamento exterior) e seis pisos elevados destinados à habitação. Este edifício ainda possui uma cobertura acessível.

O edifício possui um núcleo de elevadores e de escadas, constituídos por paredes resistentes de betão armado de 20 cm de espessura, aumentando significativamente a sua rigidez. As duas caves destinadas ao estacionamento automóvel são constituídas por paredes de betão armado ao longo do contorno soterrado, que apresenta uma espessura de 0,25m. A solução adotada para as lajes de todos os pisos do edifício é uma laje fungiforme aligeirada com blocos de cofragem perdidos de 36 cm no total, sendo que nas zonas em torno dos pilares, nas zonas em torno do núcleo de elevador e da caixa das escadas, assim como nas varandas, foi adotada uma laje maciça de 36 cm. A espessura das lajes foi condicionada pelas dimensões dos vãos que em média tem 6 m.

Tal como o edifício 1, a superestrutura do edifício 2 foi concebida para resistir às ações sísmicas horizontais através dos pilares, formando pórticos com as vigas periféricas e com as próprias lajes fungiformes, e pelos elementos laminares que se desenvolvem segundo a direção de atuação dessas ações. Tendo em vista a minimização dos esforços induzidos nos pilares por efeito da torção global do edifício, optou-se pela distribuição da rigidez vertical em planta (condicionado pela arquitetura) que se pode ver na Figura 4.6.

Apresenta-se a distribuição dos elementos estruturais resistentes do edifício na Figura 4.6.

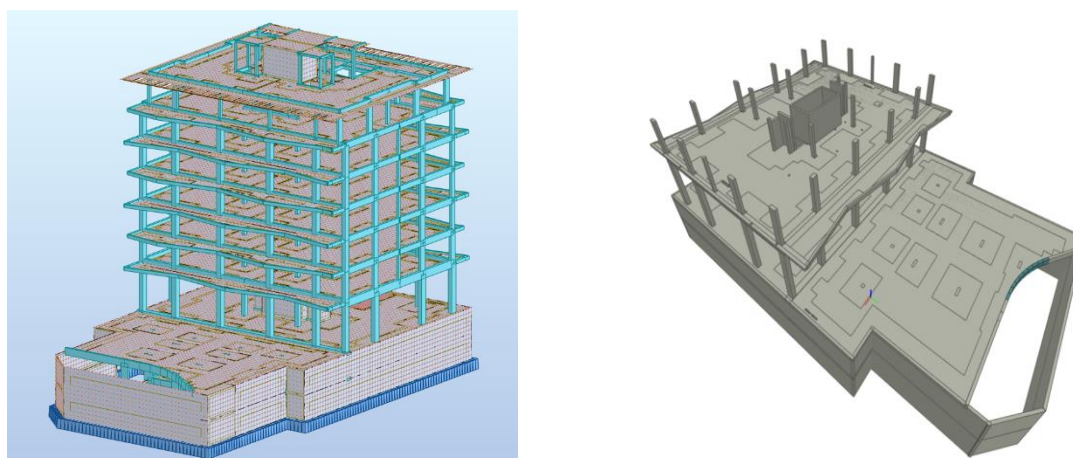


Figura 4.6 - Modelo estrutural do Edifício 2 (Robot Structural Analysis 2021) (à esq.) e Distribuição dos elementos verticais resistentes no piso 1 (BIMvision) (à dir.).

4.3.2 Definição dos materiais

Foram utilizados os mesmos materiais em ambos edifícios.

4.3.3 Definição das ações na estrutura

Segundo o (RSA, 1983)

Ações permanentes:

- Peso próprio da estrutura, calculado automaticamente pelo Robot Structural Analysis 2021, de acordo com o peso volúmico dos materiais e a sua volumetria;
- Restantes cargas permanentes, tendo em conta o peso dos revestimentos, paredes divisórias (em alvenaria) e redes técnicas. O valor considerado para as restantes cargas permanentes foi de 3,5 kN/m².

Ações Variáveis:

Quadro 4.10 - Ações Variáveis segundo o (RSA, 1983) para o edifício 2.

Laje	Tipos de utilização referidos em:	q_k (kN/m ²)	$\psi_{2,i}$
Piso -2	35.1.2 d)	4,0	0,6
Piso -1	35.1.2 d)	4,0	0,6
Piso 0 a)	35.1.1 c)	4,0	0,4
Piso 0 b)	35.1.2 d)	5,0	0,6
Piso 1 a 6	35.1.1 a)	2,0	0,2
Coberturas acessíveis	34.3	2,0	0,0
Coberturas não acessíveis	34.3	1,0	0,0

Segundo a (NPEN1998-1, 2010)

Ações permanentes:

- Peso próprio da estrutura, calculado automaticamente pelo Robot Structural Analysis 2021, de acordo com o peso volúmico dos materiais e a sua volumetria;

- Restantes cargas permanentes, tendo em conta o peso dos revestimentos, paredes divisórias (em alvenaria) e redes técnicas. O valor considerado para as restantes cargas permanentes foi de 3,5 kN/m².

Ações Variáveis:

Quadro 4.11 - Ações Variáveis segundo a (NPEN1998-1, 2010) para o edifício 2.

Laje	Categoria	q_k (kN/m ²)	$\psi_{2,i}$	φ
Piso -2	F	2,5	0,6	1,0
Piso -1	F	2,5	0,6	1,0
Piso 0 a)	D1	4,0	0,6	1,0
Piso 0 b)	G	5,0	0,6	1,0
Piso 1 a 6	A	2,0	0,3	
Cobertura acessível	I	2,0	0,0	1,0
Cobertura não acessível	H	0,4	0,0	1,0

4.3.4 Modelação

Os pressupostos tidos em consideração na modelação do edifício 1, foram os mesmos utilizados para a modelação do edifício 2.

4.3.5 Aplicação do RSA/REBAP

4.3.5.1 Análise modal

Tal como foi justificado para o Edifício 1, teria de se considerar um elevado número de modos de vibração de forma a mobilizar pelo menos 90% da massa total da estrutura, tornando o cálculo computacional muito moroso. Assim, foram considerados 25 modos de vibração, cumprindo com o outro critério já mencionado para o Edifício 1, uma vez que este edifício também tem uma contribuição significativa dos modos de torção.

Como ilustrado no Quadro 4.12, o edifício apresenta uma frequência fundamental igual a 0,80 Hz, valor também aceitável para edifícios correntes de betão armado. O 25º modo de vibração possui um período inferior a 0,20 s, de acordo com as condições do critério seguido.

Quadro 4.12 - Parâmetros dos modos de vibração e percentagem da participação da massa modal efetiva do Edifício 2 de acordo com a aplicação do (RSA, 1983).

Modos de vibração	Frequência (Hz)	Período(s)	Participações de Massa		
			% acum. Ux	% acum. Uy	% acum. Uz
1	0,80	1,25	2,21	41,42	0,00
2	0,81	1,23	7,94	56,43	0,00
3	1,14	0,88	57,76	56,43	0,00
4	2,49	0,40	58,44	56,48	0,00
5	3,08	0,33	58,44	66,73	0,10
25	7,15	0,14	73,43	69,73	55,37

Como se pode ver na Figura 4.7, os dois primeiros modos são modos de torção.

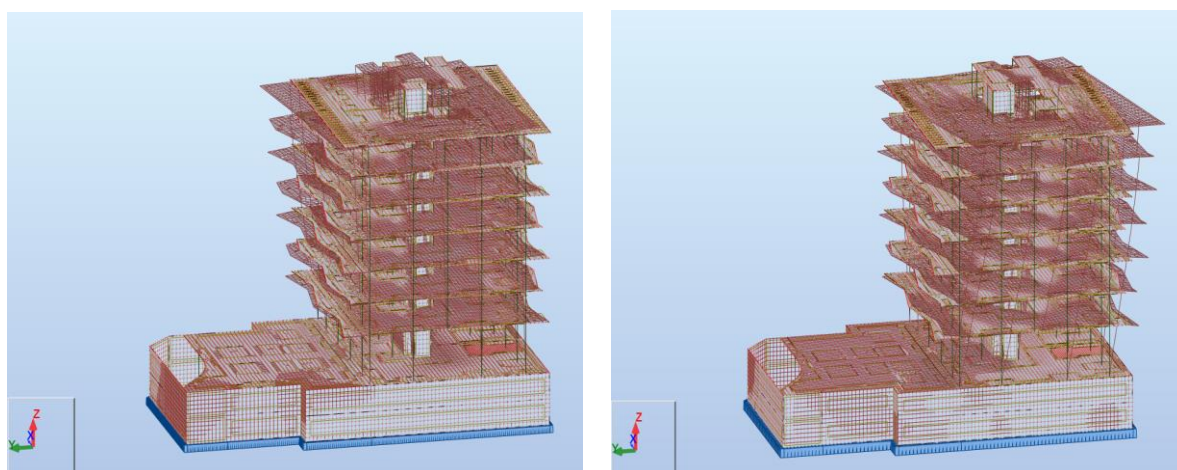


Figura 4.7 - Primeiro modo de vibração (à esq.) e segundo modo de vibração (à dir.) do Edifício 2.

4.3.5.2 Coeficiente de comportamento

Definido para ambos edifícios no ponto 4.2.5.2.

4.3.5.3 Definição da ação sísmica

Definida para ambos edifícios no ponto 4.2.5.3.

4.3.5.4 Análise dos esforços

Para o Edifício 2, são apresentados os esforços M_y , M_z e F_x num pilar do piso 0 (Quadro 4.13), assim como os valores dos deslocamentos relativos entre pisos (Quadro 4.14), para todos os

casos em estudo. Os esforços seguem a convenção de sinais para elementos de barra do Robot, como se pode ver na Figura 4.3, mostrada anteriormente.

Quadro 4.13 – Valores dos esforços, My, Mz e Fx num pilar do piso 0 do Edifício 2, de acordo com a aplicação do (RSA, 1983).

	Fx (kN)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
Portimão	3422,91	1511,39	371,21
Lisboa	3422,91	1511,39	371,21
Coimbra	2766,23	781,38	244,32
Porto	2503,55	489,37	193,57

Quadro 4.14 - Valores dos deslocamentos relativos entre pisos num pilar do piso 0 do Edifício 2, de acordo com a aplicação do (RSA, 1983).

	drx(cm)	dry(cm)
Portimão	0,8	1,8
Lisboa	0,8	1,8
Coimbra	0,3	0,9
Porto	0,3	0,5

4.3.6 Aplicação da NPEN1998-1

4.3.6.1 Análise modal

Pelos mesmo motivos apresentados para o Edifício 1, na aplicação da (NPEN1998-1, 2010) foram considerados 25 modos, uma vez que há uma contribuição significativa dos modos de torção no Edifício 2.

No Quadro 4.15 são ilustrados os parâmetros dos modos de vibração assim como a percentagem da participação da massa modal.

Quadro 4.15 - Parâmetros dos modos de vibração e percentagem da participação da massa modal do Edifício 2 de acordo com a aplicação da (NPEN1998-1, 2010).

Modos de vibração	Frequência (Hz)	Período(s)	Participações de Massa		
			% acum. U _x	% acum. U _y	% acum. U _z
1	0,57	1,77	2,37	41,32	0,00
2	0,57	1,74	7,94	57,08	0,00
3	0,81	1,24	58,25	57,08	0,00
4	1,76	0,57	58,93	57,12	0,00
5	2,17	0,46	58,93	67,80	0,10
25	5,08	0,20	74,25	71,24	56,22

Tal como foi comentado para o Edifício 1, comparando os parâmetros dos modos de vibração obtidos a partir da aplicação da (NPEN1998-1, 2010) com os obtidos através do (RSA, 1983) do Edifício, verifica-se uma diminuição do valor da frequência fundamental. Assim como explicado na altura, deve-se ao facto de na aplicação dos pressupostos da (NPEN1998-1, 2010), considerar-se a rigidez dos elementos em estado fendilhado e uniforme em toda a estrutura e, igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados. É importante salientar que o valor de 0,57 Hz para a frequência fundamental, portanto inferior a 0,7 Hz, não é um valor desejável para edifícios correntes de betão armado. Pelo que, uma das soluções podia passar pela alteração na distribuição de massa ou da rigidez, de forma a aumentar esse valor.

4.3.6.2 Regularidade em altura

Esta classificação foi feita no ponto 4.2.6.2, para ambos edifícios.

4.3.6.3 Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento de ambos os edifícios, foi tratado no ponto 4.2.6.3.

4.3.6.4 Definição da ação sísmica de cálculo

Os parâmetros necessários para a definição da ação sísmica de cálculo para ambos edifícios, já foram apresentados no ponto 4.2.6.4.

4.3.6.5 Efeitos acidentais de torção

Foram tidos em conta na análise da mesma maneira que para o Edifício 1.

4.3.6.6 Efeitos de 2ª ordem

Pelas mesmas justificações apresentadas para o Edifício 1, não foram considerados na análise.

4.3.6.7 *Análise dos esforços*

São apresentados os esforços M_y , M_z e F_x num pilar do piso 0 (Quadro 4.16), assim como os valores dos deslocamentos relativos entre pisos (Quadro 4.17), para todos os casos em estudo, de acordo com a aplicação da (NPEN1998-1, 2010).

Quadro 4.16 - Valores dos esforços, M_y , M_z e F_x num pilar do piso 0 do Edifício 2, de acordo com a aplicação da (NPEN1998-1, 2010) .

	F_x (kN)	M_y (kN.m)	M_z(kN.m)
Portimão	3164,45	1215,96	306,08
Lisboa	2786,93	855,69	251,95
Coimbra	2536,99	329,06	172,01
Porto	2428,28	255,37	159,57

Quadro 4.17 - Valores dos deslocamentos relativos entre pisos num pilar do piso 0 do Edifício 2, de acordo com a aplicação da (NPEN1998-1, 2010).

	dr_x(cm)	dr_y(cm)
Portimão	1,2	3,2
Lisboa	0,8	2,2
Coimbra	0,4	1,1
Porto	0,3	0,8

5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 Introdução

Após a realização da análise sísmica para os dois edifícios e para todos os casos em estudo, procede-se agora ao estudo comparativo das análises decorrentes da aplicação dos dois regulamentos considerados.

Relembra-se que para ambos os edifícios, foi utilizado o terreno tipo II na análise sísmica feita através do (RSA, 1983) e terreno tipo C de acordo com a (NPEN1998-1, 2010), que como se viu anteriormente, são correspondentes.

Tendo em vista uma boa organização, realizar-se-á a comparação dos resultados para cada edifício em separado.

5.2 Edifício 1

Começa-se por comparar os valores de esforços obtidos para cada tipo de ação sísmica, através dos dois regulamentos, para diferentes zonas sísmicas em estudo. Para isso, comparam-se os valores dos somatórios das reações na base para o edifício 1.

Como se ilustra na Figura 5.1 para a ação sísmica próxima na zona de Portimão, os valores dos esforços do (RSA, 1983) são superiores aos da (NPEN1998-1, 2010), para todos os tipos de esforços. No que toca à ação sísmica afastada para essa zona, o oposto é verificado. Os valores dos esforços da ação sísmica afastada da (NPEN1998-1, 2010) são superiores aos do (RSA, 1983) como se pode ver na Figura 5.2. Isto vem comprovar aquilo que foi constatado aquando da comparação entre os espectros de resposta no capítulo 3, e como foi explicado na altura, deve-se ao facto da zona de Portimão ter sido muito penalizada no novo zonamento proposto pela (NPEN1998-1, 2010) para a ação sísmica afastada. Tendo em conta só os valores dos esforços da (NPEN1998-1, 2010) para essa zona, destaca-se que os valores para a ação sísmica afastada são superiores aos da ação sísmica próxima para todos os tipos de esforços. Deste modo é possível dizer que a ação sísmica condicionante nessa zona é a ação sísmica afastada, quando a análise é feita através da (NPEN1998-1, 2010).

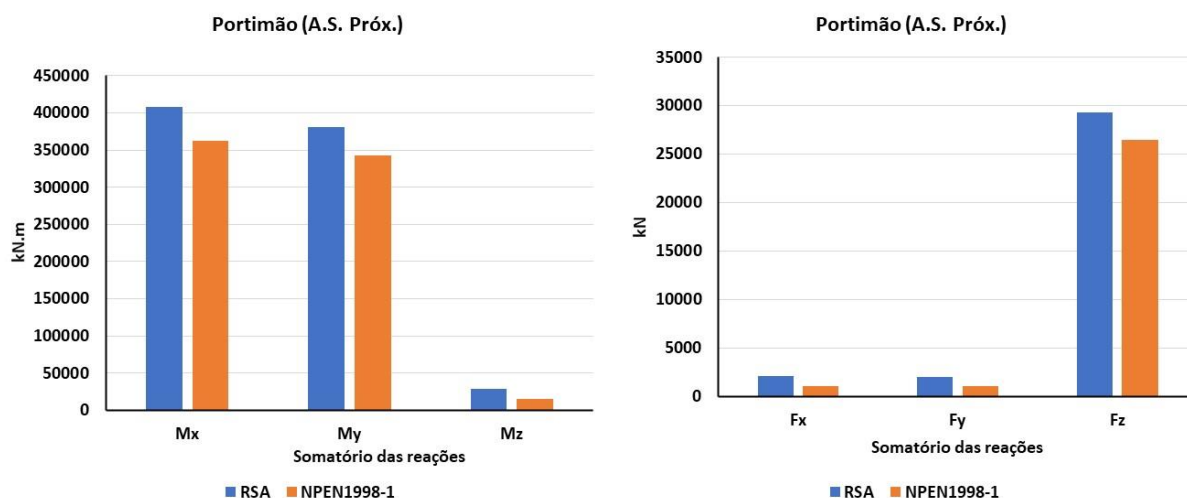


Figura 5.1 – Valores do somatório das reações na base para a A.S. Próxima na zona de Portimão.

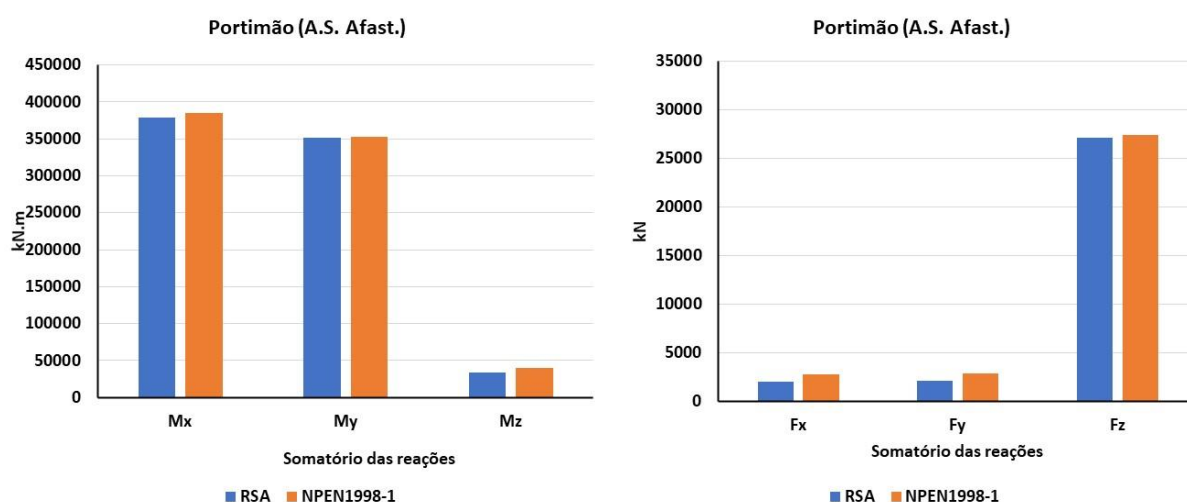


Figura 5.2 - Valores do somatório das reações na base para a A.S. Afastada na zona de Portimão.

Mostram-se agora os valores de esforços obtidos para cada tipo de ação sísmica, através dos dois regulamentos, para as zonas de Lisboa e Coimbra. Como se mostra na Figura 5.3 a Figura 5.6, para essas duas zonas os valores dos esforços obtidos através da aplicação do (RSA, 1983) são sempre superiores aos obtidos pela (NPEN1998-1, 2010), para os dois tipos de ação sísmica.

Focando apenas nos valores dos esforços para a análise feita através da (NPEN1998-1, 2010) na zona de Lisboa, observa-se que os valores dos esforços para a ação sísmica afastada são superiores aos da ação sísmica próxima, como observado para a zona de Portimão. Daí pode-se concluir que para a zona de Lisboa, a ação sísmica condicionante também é a ação sísmica afastada, quando a análise é feita através da (NPEN1998-1, 2010).

Já para a zona de Coimbra, analisando novamente os valores dos esforços para a análise feita através da (NPEN1998-1, 2010), os valores dos esforços para a ação sísmica próxima são superiores aos da ação sísmica afastada, ao contrário daquilo que foi observado para as zonas de Portimão e Lisboa. Isto faz com que a ação sísmica condicionante para a zona de Coimbra seja a ação sísmica próxima, quando se aplica a (NPEN1998-1, 2010) para a análise sísmica de edifícios.

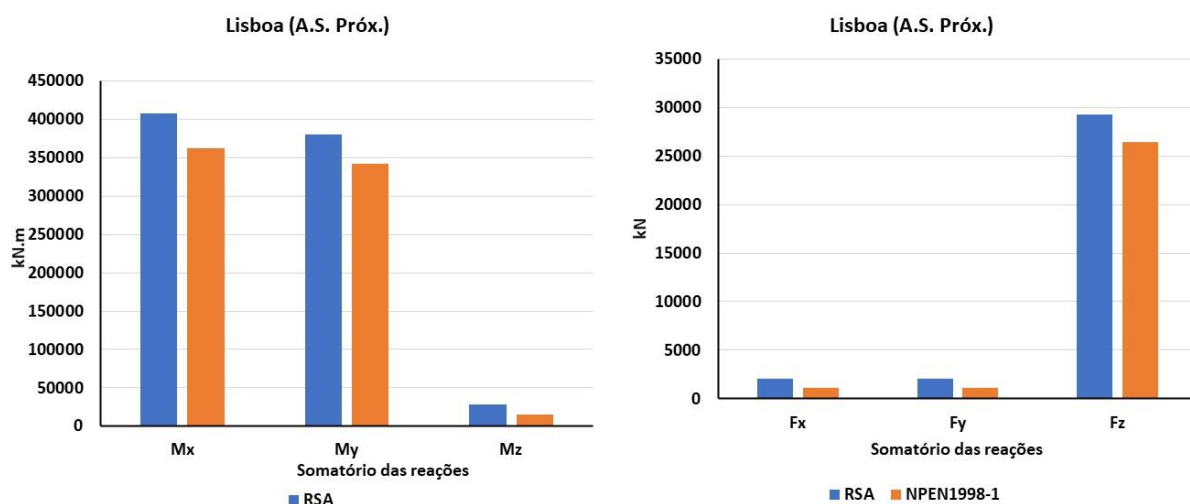


Figura 5.3 - Valores do somatório das reações na base para a A.S. Próxima na zona de Lisboa.

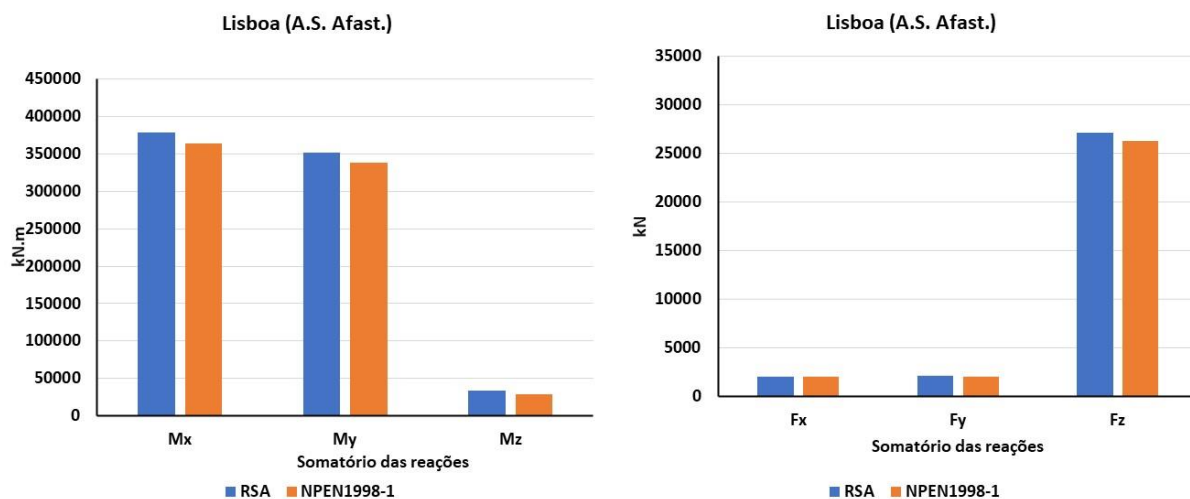


Figura 5.4 - Valores do somatório das reações na base para a A.S. Afastada na zona de Lisboa.

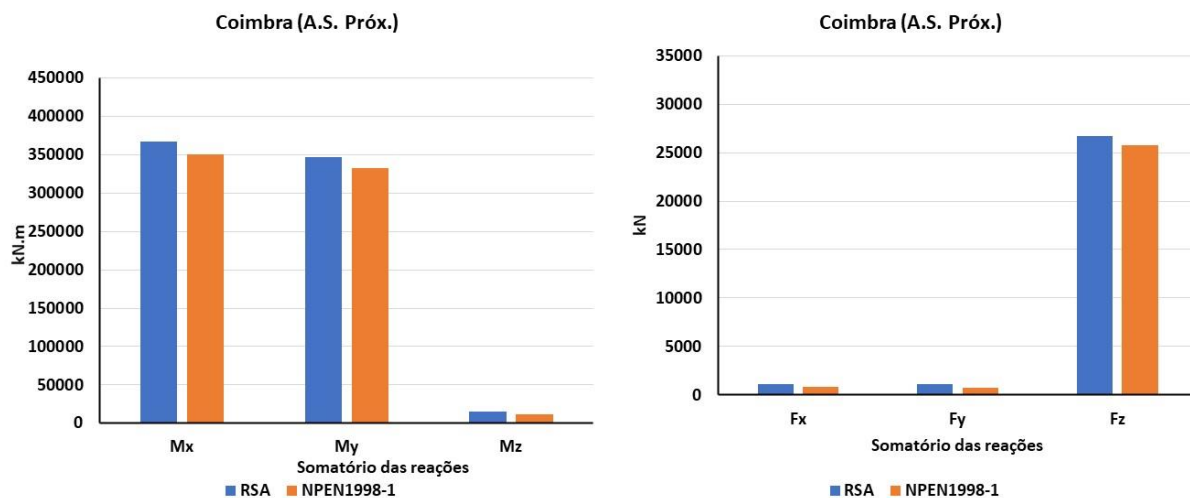


Figura 5.5 - Valores do somatório das reações na base para a A.S. Próxima na zona de Coimbra.

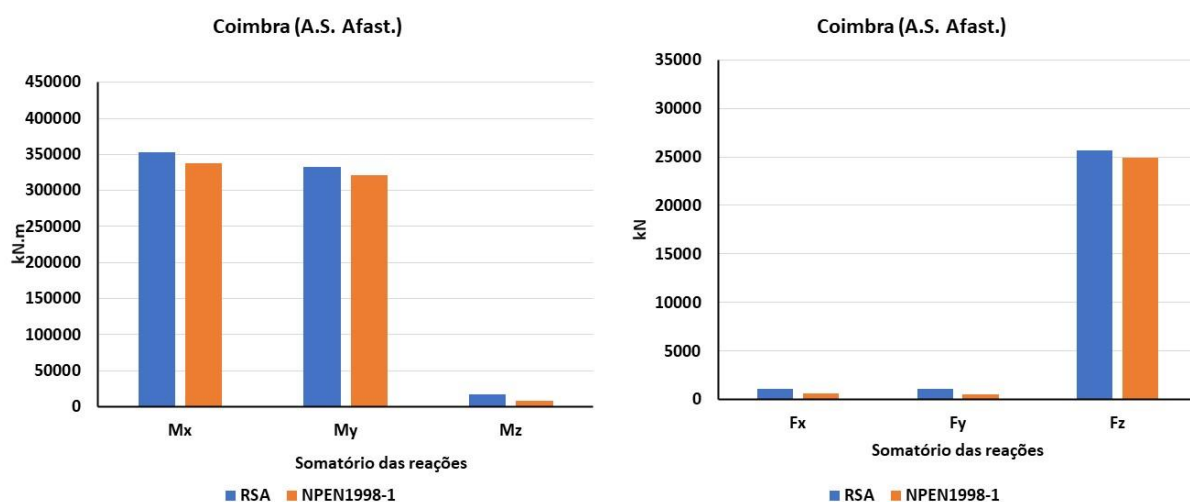


Figura 5.6 - Valores do somatório das reações na base para a A.S. Afastada na zona de Coimbra.

Em relação à zona do Porto, como se pode ver nas Figura 5.7 e Figura 5.8, observa-se que os valores dos esforços obtidos através da aplicação dos dois regulamentos são semelhantes entre si, ainda que os valores do (RSA, 1983) sejam ligeiramente superiores aos da (NPEN1998-1, 2010). Assim como para a zona de Coimbra, observa-se que para a zona do Porto, a ação sísmica condicionante é a ação sísmica próxima, quando se aplica a (NPEN1998-1, 2010) para a análise sísmica de edifícios.

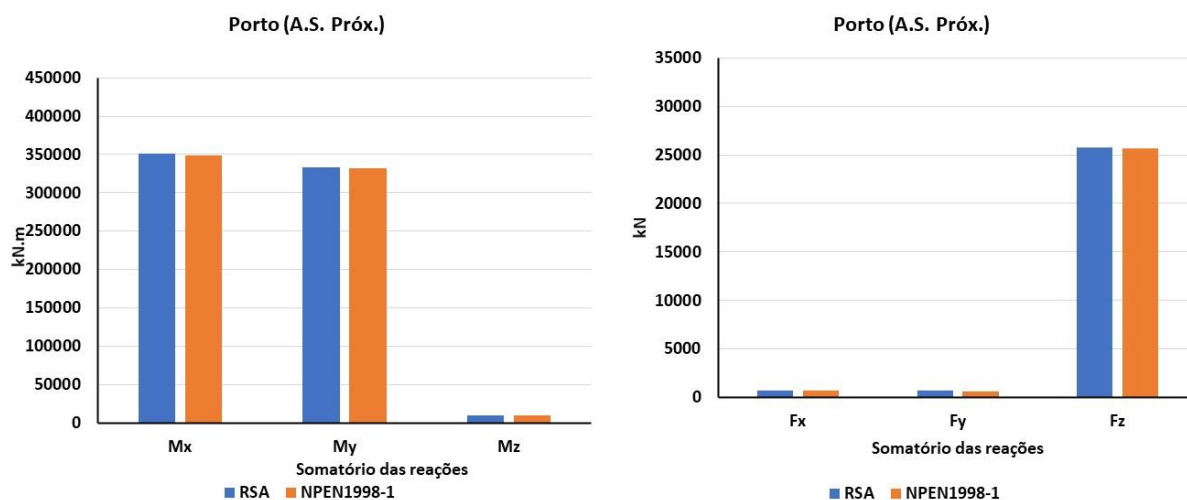


Figura 5.7 - Valores do somatório das reações na base para a A.S. Próxima na zona de Porto.

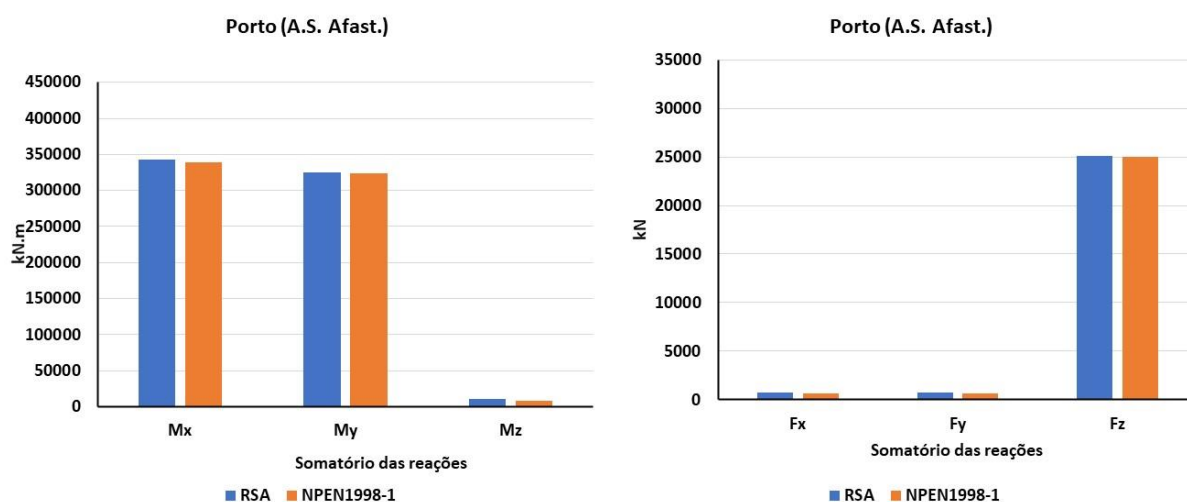


Figura 5.8 - Valores do somatório das reações na base para a A.S. Afastada na zona de Porto.

De referir que as constatações acerca da ação sísmica condicionante para cada zona, acima mencionadas, são restritas para o terreno tipo C, o que pode diferir para outra classe de terreno. Assim, justificam-se as recomendações da (NPEN1998-1, 2010) para a consideração dos dois tipos de ação sísmica na análise sísmica para o território continental, pois, a ação sísmica condicionante não depende apenas do zonamento, mas também do tipo de terreno.

5.3 Edifício 2

Com o objetivo de avaliar as diferenças entre os esforços que serão utilizados no dimensionamento, obtidos através da aplicação dos dois regulamentos, pretende-se comparar os esforços My, Mz e Fx num pilar do piso 0 do Edifício 2, para todos os casos em estudo.

Analisando as Figura 5.9 e Figura 5.10, constata-se que os valores obtidos através da aplicação do (RSA, 1983) são superiores aos da (NPEN1998-1, 2010), para os três tipos de esforços e para todas zonas em estudo. A diferença entre os esforços obtidos através da aplicação dos dois regulamentos é mais notória para os valores do M_y , chegando mesmo os valores desse esforço a duplicarem para as zonas de Lisboa e Coimbra. De modo geral, pode afirmar-se que os valores dos esforços obtidos através da aplicação do (RSA, 1983) são superiores aos da (NPEN1998-1, 2010).

Torna-se importante referir que para as zonas de Portimão e Lisboa, os valores dos esforços obtidos na aplicação de ambos regulamentos são muito elevados face aos valores correntes que se utilizam para o dimensionamento de um pilar de betão armado. Assim, considera-se que a conceção sísmica do edifício 2 não é a ideal para essas zonas e por isso, uma das soluções passaria por não considerar o piso 0 como um piso vazado. Em relação aos valores dos esforços obtidos para as zonas de Coimbra e Porto, na aplicação dos dois regulamentos, consideram-se aceitáveis.

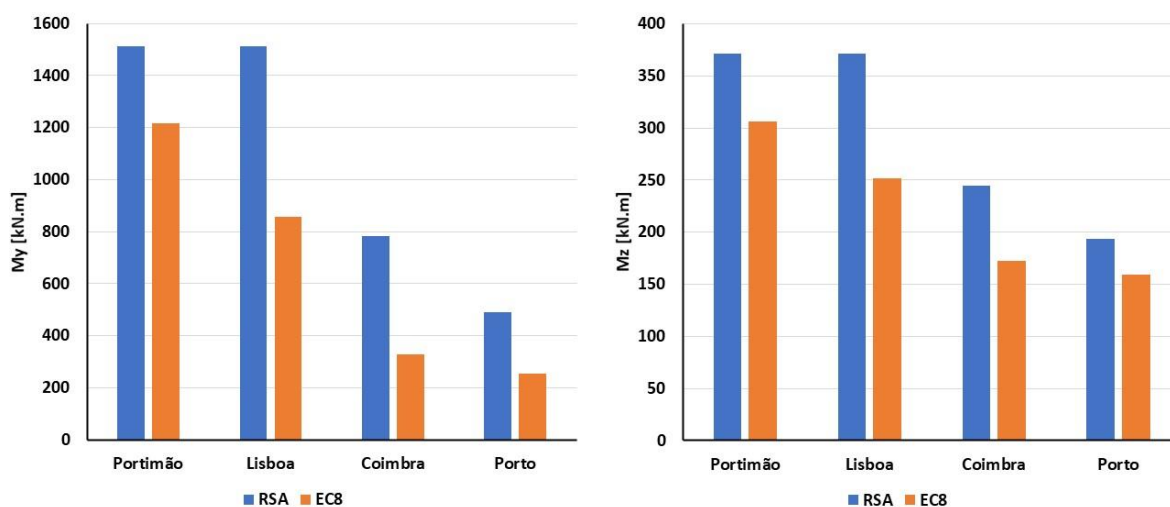


Figura 5.9 – Valores de M_y (à esq.) e de M_z (à dir.) num pilar do piso 0 do Edifício 2.

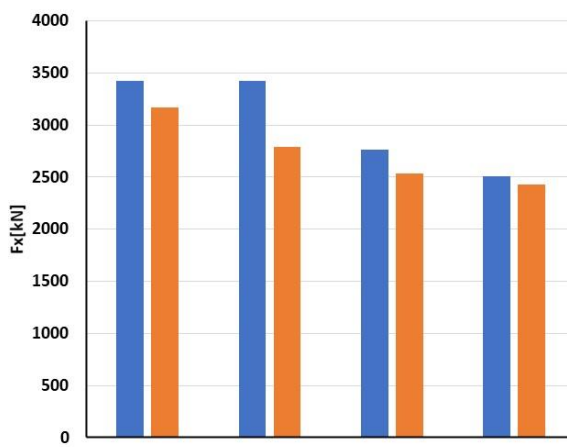


Figura 5.10 - Valores de Fx num pilar do piso 0 do Edifício 2.

Adicionalmente, mostra-se no Quadro 5.1 o quociente entre os valores do (RSA, 1983) e da (NPEN1998-1, 2010), para os casos em estudo.

Quadro 5.1 – Quociente entre os valores dos esforços RSA/NPEN1998-1.

	Fx(kN)	Fy(kN)	Fz(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
Portimão	1,08	1,21	1,28	1,19	1,24	1,21
Lisboa	1,23	1,46	1,93	1,71	1,77	1,47
Coimbra	1,09	1,41	3,47	2,53	2,37	1,42
Porto	1,03	1,22	3,14	1,99	1,92	1,21

Procede-se agora à comparação dos deslocamentos relativos entre pisos no mesmo pilar do edifício 2, para os vários cenários em estudo. Como representado na Figura 5.11, ao contrário do observado para os valores dos esforços, os valores dos deslocamentos relativos entre pisos da (NPEN1998-1, 2010) são superiores aos do (RSA, 1983), para todas as zonas. Este resultado era expectável, uma vez que a (NPEN1998-1, 2010) estipula que a rigidez a considerar na análise sísmica deve ter em conta os efeitos da fendilhação, sendo a rigidez utilizada igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados. Como foi referido anteriormente, isto foi conseguido reduzindo o módulo da elasticidade do betão, E_c , para a metade. Portanto, tornando a estrutura mais flexível obtêm-se maiores deslocamentos. Mais uma vez, nota-se que os valores dos deslocamentos relativos entre pisos para as zonas de Portimão e Lisboa são significativamente mais elevados.

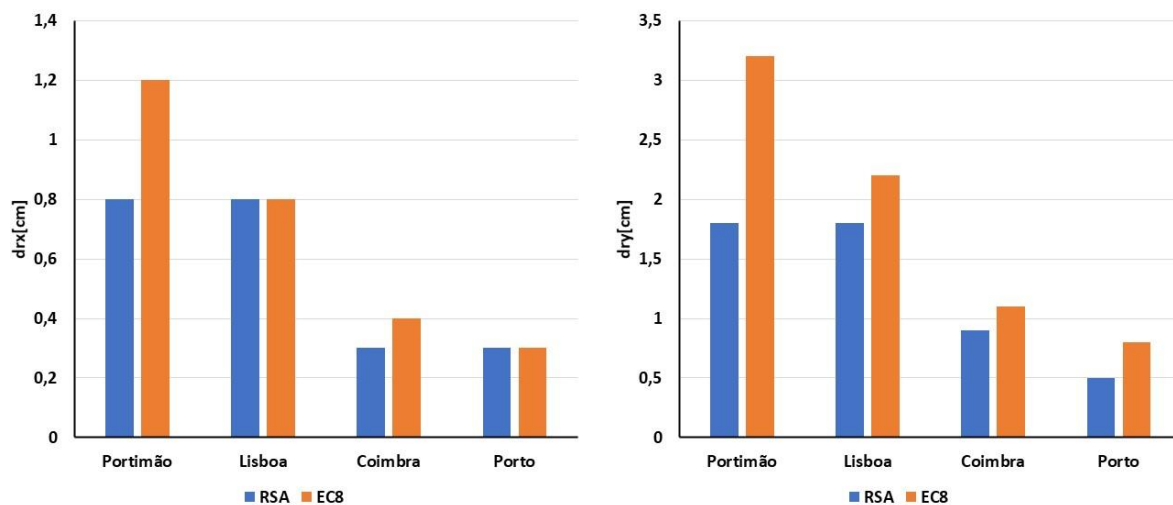


Figura 5.11 - Valores dos deslocamentos entre pisos num pilar do piso 0 do Edifício 2.

Assim como para os valores dos esforços, mostra-se no Quadro 5.2 o quociente entre os valores da (NPEN1998-1, 2010) e do (RSA, 1983) para todos os casos em estudo.

Quadro 5.2 - Quociente entre os valores dos deslocamentos relativos NPEN1998-1/RSA.

	dr_x (cm)	dr_y (cm)
Portimão	1,50	1,78
Lisboa	1,00	1,22
Coimbra	1,33	1,22
Porto	1,00	1,60

6 CONCLUSÕES

Com a realização deste estudo comparativo entre a aplicação das normas preconizadas pela (NP EN1998-1, 2010) e pelo (RSA, 1983)/(REBAP, 1983) na análise do comportamento sísmico de edifícios, retiram-se as seguintes conclusões:

Comparando os esforços M_y , M_z e F_x num pilar do piso 0 do Edifício 2, terreno tipo II de acordo com o (RSA, 1983) que corresponde a um terreno tipo C da (NP EN1998-1, 2010), constata-se que os valores obtidos através da aplicação do (RSA, 1983) são superiores aos da (NP EN1998-1, 2010), para os três tipos de esforços e para todas zonas em estudo. Verifica-se que os valores do M_y obtidos através da aplicação do (RSA, 1983) para as zonas de Lisboa e Coimbra, duplicam relativamente aos valores obtidos através da aplicação da (NP EN1998-1, 2010). Isto deve-se ao facto de na aplicação da (NP EN1998-1, 2010), se considerar a rigidez dos elementos em estado fendilhado e uniforme em toda a estrutura, igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados. Além disso, o coeficiente de comportamento obtido através da aplicação da (NP EN1998-1, 2010) é 56% superior ao obtido através do (REBAP, 1983).

Em relação aos deslocamentos relativos entre pisos, ao contrário daquilo que foi observado para os valores dos esforços, os valores da (NPEN1998-1, 2010) são superiores aos do (RSA, 1983), para todas as zonas. Como explicado anteriormente, deve-se ao facto de na aplicação da (NPEN1998-1, 2010), ter-se considerado a rigidez dos elementos em estado fendilhado e uniforme em toda a estrutura, igual a metade da rigidez dos elementos não fendilhados.

No que toca aos resultados do corte basal do Edifício 1, avaliando apenas os valores dos esforços para a análise feita através da (NPEN1998-1, 2010), terreno tipo C, observa-se que os valores dos esforços para a ação sísmica afastada são superiores aos da ação sísmica próxima, para as zonas de Portimão e Lisboa. Podemos assim, afirmar que para as zonas de Portimão e Lisboa, a ação sísmica condicionante é a ação sísmica afastada, para terreno tipo C. Nas zonas de Coimbra e do Porto, a ação sísmica condicionante é a ação sísmica próxima, para terreno tipo C, quando se aplica a (NPEN1998-1, 2010) para a análise sísmica de edifícios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aciv. (2008). *Curso de iniciação ao Autodesk Robot Structural Analysis*. 1–5.
- Afak, E. (2001). Local site effects and dynamic soil behavior. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(5), 453–458. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(01\)00021-5](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(01)00021-5)
- Albuquerque, M. R. De. (2013). *Avaliação Comparativa dos Efeitos da Introdução dos Eurocódigos no Cálculo Sísmico de Edifícios de Betão Armado Avaliação Comparativa dos Efeitos da Introdução dos Eurocódigos no Cálculo Sísmico de Edifícios de Betão Armado*.
- Bachmann, H. (2002). *Seismic conceptual design of buildings - Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. Biel 2002.
- Bezzeghoud, M., Caldeira, B., & Borges, J. F. (2016). *TEMA : RESILIÊNCIA E COESÃO TERRITORIAL O Impacto dos Grandes Sismos em Portugal*. May, 275–283.
- Carrilho, F., & Senos, M. (2003). Sismicidade de Portugal continental. *Sismicidade de Portugal Continental*, 15(15), 93–110. https://doi.org/10.5209/rev_FITE.2003.v15.12654
- Carvalho (a), E. C. (2011). *Aplicação do EUROCÓDIGO 8 à concepção e projecto de edifícios Concepção , análise estrutural e verificação de segurança EN1998-1 – Edifícios - Importância da Concepção Estrutural*.
- Carvalho (b), E. C. (2011). *Aplicação do EUROCÓDIGO 8 à concepção e projecto de edifícios - Aspectos gerais e acção sísmica*. *Ordem Dos Engenheiros*.
- Chastre, C., Lúcio, V., & Tsoukantas, S. (2012). Princípios básicos para a conceção de estruturas de edifícios em zonas sísmicas. *Estruturas Pré-Moldadas No Mundo - Aplicações e Comportamento Estrutural*, 227–248.
- Chopra, A. K. (1995). *DYNAMICS OF STRUCTURES - Theory and Applications to Earthquake Engineering*.
- Estêvão, et al. (2007). *Avaliação da resposta sísmica de edifícios sitos em solos brandos estratificados*. 8, 1–12.
- Fardis, M., et al. (2008). Designer’s Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures. *Thomas Telford, Londres*, 4(1–2), 87–90. https://doi.org/10.1300/J114v04n01_18
- Ferrão, C., Bezzeghoud, M., Caldeira, B., & Borges, J. F. (2015). Estudo da Sismicidade em Portugal no Período 1300-2014: Mapa de Intensidade Máxima Observada. *Workshop Em*

- Ciências Da Terra e Do Espaço*, Livro de Actas, 39–50.
- Guerreiro, L. (1999). Revisões de Análise Modal e Análise Sísmica por Espectros de Resposta. *Apontamentos Da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica*, 19.
- Lopes, H. M. P. (2007). *Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA / REBAP Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.*
- NPEN1990. (2009). Norma Portuguesa - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. *Instituto Português Da Qualidade, 1999*, 88.
- NPEN1991-1-1. (2009). Norma Portuguesa - Eurocódigo 1 : Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações Gerais. *Np En 1991-1-1 2009*, 44.
- NPEN1998-1. (2010). NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade.*
- Ray W. Clough ; Joseph Penzien. (2003). *Dynamics of structures.*
- REBAP. (1983). Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. In *Diário da República, Série I* (Issues 1983-07–30, pp. 2832-(99) a 2832-(166)).
- Reinoso, E., & Ordaz, M. (2001). Duration of strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude, distance to the rupture area and dominant site period. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(5), 653–673. <https://doi.org/10.1002/eqe.28>
- RSA. (1983). *RSA_DL235_83.*
- Santos, H. (2016). *Modelação Sísmica para Diferentes Rigidezes Fendilhadas - Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.*
- Simões, Luís; Martins, A. (2020). *Apontamento da disciplina Teoria das estruturas ii 2020/2021, DEC-FCTUC.*
- Simões, L. M. da C. (2015). *Análise de Estruturas Vol.II.*