



# AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO DE ACORDO COM A NORMA NP EN 1998-3 (EC8-3)

SUSANA RAQUEL DOS SANTOS FONSECA

outubro de 2025



# AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO DE ACORDO COM A NORMA NP EN 1998-3 (EC8-3)

SUSANA RAQUEL DOS SANTOS FONSECA

outubro 2025

**AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE  
EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO  
ARMADO DE ACORDO COM A  
NORMA NP EN 1998-3 (EC8-3)**

**Susana Raquel dos Santos Fonseca**

**Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil, Área de Especialização em  
Estruturas**

**Orientador: Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira**

**Júri:**

Presidente:

Professora Doutora Maria Do Rosário Santos Oliveira, Professora Adjunta, ISEP

Vogais:

Professor Engenheiro Tiago Sarmiento Sabino Domingues, Professor Adjunto Convidado, ISEP

Professor Doutor Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira, Professor Adjunto, ISEP



## DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter conduzido este trabalho académico com integridade. Não plagiei ou apliquei qualquer forma de uso indevido de informações ou falsificação de resultados ao longo do processo que levou à sua elaboração.

Declaro que o trabalho apresentado neste documento é original e de minha autoria, não tendo sido utilizado anteriormente para nenhum outro fim.

Declaro ainda que tenho pleno conhecimento do Código de Conduta Ética do P.PORTO.

*Susana Raquel dos Santos Fonseca*

ISEP, Porto, 03 de Outubro de 2025



# Dedicatória

Para a minha família,

“Great things are not done by impulse, but by a series of small things brought together.”

— **Vincent Van Gogh**



# Resumo

Portugal é um país de alto risco sísmico e parte do seu edificado foi construído antes da existência de regulamentação sísmica rigorosa. Perante este enquadramento, a avaliação da segurança sísmica de edifícios já existentes torna-se fundamental para identificar possíveis vulnerabilidades e propor intervenções de reforço.

A presente dissertação pode ser dividida em duas fases: a exposição das metodologias aplicáveis para a análise da vulnerabilidade sísmica e a aplicação do EC8-3 a um caso de estudo.

Existem quatro metodologias de avaliação sísmica: os Métodos I e II, de carácter expedito, o Método III que corresponde ao procedimento de referência, definido no Eurocódigo 8 - parte 3, e o Método IV que adota uma abordagem probabilística do risco sísmico.

Para a aplicação da metodologia do EC8-3, recorreu-se a um edifício de classe de importância III. De seguida, procedeu-se à caracterização estrutural do edifício com base no relatório de inspeção disponibilizado, de modo a obter os parâmetros necessários para a modelação numérica. Posteriormente, procedeu-se à análise estática não linear (*pushover*), recorrendo ao software *SeismoStruct*, que considera a não-linearidade geométrica e a inelasticidade dos materiais. Esta abordagem permitiu comparar as exigências com a capacidade do edifício, identificando as suas vulnerabilidades.

**Palavras-chave:** Vulnerabilidade sísmica, *Pushover*, Eurocódigo 8 - parte 3, *SeismoStruct*.



# Abstract

Portugal is a country of high seismic risk, and part of its buildings were constructed before strict seismic regulations were in place. Knowing this makes the evaluation of seismic safety of existing buildings essential to identify possible vulnerabilities and propose reinforcement measures.

This dissertation can be divided into two phases: the presentation of methodologies applicable to seismic vulnerability analysis and the application of EC8-3 to a case study. There are four seismic assessment methodologies: Methods I and II, which are expedited, Method III, which corresponds to the reference procedure defined in Eurocode 8 - part 3, and Method IV, which adopts a probabilistic approach to seismic risk.

For the application of the EC8-3 methodology, a class III importance building was used. Afterwards, the structural characterisation of the building was carried out based on the inspection report provided, in order to obtain the necessary parameters for numerical modelling. Subsequently, a non-linear static analysis (pushover) was performed using SeismoStruct software, which considers geometric non-linearity and material inelasticity. This approach made it possible to compare the demands with the capacity of the building, identifying its vulnerabilities.

**Keywords:** Seismic vulnerability, Pushover, Eurocode 8 – Part 3, SeismoStruct.



# Agradecimentos

Em primeiro lugar, agradeço ao meu orientador, Eng.<sup>o</sup> Rodrigo Falcão Moreira, por todos os ensinamentos e constante apoio que, apesar da sua agenda catastrófica, sempre me prestou.

Aos meus colegas e chefes de trabalho, pela compreensão e pela abertura em concederem o tempo necessário para a concretização deste projeto.

Aos meus amigos que, em algum momento, me deram alento para a realização deste trabalho. Em especial à minha amiga Inês, pela motivação contínua prestada.

Agradeço a toda a minha família, que sempre me motivou e acreditou em mim. A todos os meus avós, em especial aos que já não estão comigo.

Em especial aos meus pais, Vanessa e Manuel, e ao meu companheiro, Guilherme, que sempre me deram a mão para prestar constante apoio, motivando a continuar e nunca duvidando. Foram essenciais para que esta realização fosse possível.



# Índice

<b>1</b>	<b>Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento e motivação.....	1
1.2	Contexto e objetivo.....	3
1.3	Estrutura da dissertação .....	4
<b>2</b>	<b>Revisão Bibliográfica .....</b>	<b>5</b>
2.1	Legislação portuguesa em vigor.....	5
2.2	Métodos de avaliação estrutural de edifícios de betão armado .....	6
2.2.1	Métodos expeditos.....	7
2.2.2	Método III.....	13
2.2.3	Método IV.....	22
<b>3</b>	<b>Aplicação da metodologia do EC8-3 à avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício escolar.....</b>	<b>23</b>
3.1	Caracterização do edifício existente.....	23
3.2	Análise Estática não linear .....	31
3.2.1	Modelação.....	31
3.2.2	Deslocamento alvo e exigências.....	35
3.3	Determinação da capacidade de elementos dúcteis e frágeis .....	36
3.4	Demonstração dos resultados.....	37
<b>4</b>	<b>Considerações finais.....</b>	<b>41</b>
4.1	Conclusão .....	41
4.2	Trabalhos futuros.....	42
	<b>Referências.....</b>	<b>43</b>
	<b>Anexo.....</b>	<b>45</b>



# Lista de Figuras

Figura 1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (Anexo Nacional EC8-1).....	1
Figura 2 – Exemplificação do risco sísmico .....	2
Figura 3 - Fluxograma de processo (Sousa et al., 2019) .....	6
Figura 4 - Definição simplificada de rotação total da corda $\theta$ : (a) Pilares; (b) Vigas (Adaptado de (Mpampatsikos et al., 2008)).....	18
Figura 5 - Planta da Escola EB 2,3 D. Dinis pelo levantamento de Arquitetura.....	23
Figura 6 - Planta de Arquitetura do Edifício Polivalente.....	24
Figura 7 - Planta Estrutural Piso 1.....	24
Figura 8 - Espectro de resposta, DL .....	30
Figura 9 - Espectro de resposta, SD .....	30
Figura 10 - Espectro de resposta, NC.....	30
Figura 11 - <i>Element Class</i> de um Pilar em <i>Seismostruct</i> .....	32
Figura 12 - Modelação do caso de estudo em <i>Seismostruct</i> .....	33
Figura 13 - Curva de capacidade na direção longitudinal (XX) .....	34
Figura 14 - Curva de capacidade na direção transversal (YY) .....	34
Figura 15 - Rácio E/C para rotação da corda para cada estado limite.....	38
Figura 16 - Rácio E/C para corte para cada estado limite.....	38
Figura 17 - Planta estrutural com identificação do pilar a necessitar de reforço.....	39



# Lista de Tabelas

Tabela 1 - Tipos de Terreno (adaptado de EC8-1) .....	9
Tabela 2 - Valores exigidos de área de pilares em percentagem, consoante a área e zona de implantação e zona sísmica (adaptado de (Sousa et al., 2019)).....	10
Tabela 3 - Valores do coeficiente $\eta_j$ , em função do piso e do número de pisos do edifício (adaptado de (Sousa et al., 2019)) .....	10
Tabela 4 – Valores dos coeficientes exigidos para edifícios, consoante o número de pisos e o tipo de terreno para cada zona sísmica (adaptado de (Sousa et al., 2019)).....	11
Tabela 5 - Período de retorno e probabilidade de excedência para cada estado limite de acordo com o Anexo Nacional do EC8-3.....	13
Tabela 6 - Requisitos mínimos recomendados para definir qual o nível de inspeção e ensaio (adaptado de EC8-3).....	15
Tabela 7 - Níveis de conhecimento e respetivos métodos de análise (adaptado de EC8-3).....	15
Tabela 8 – Valores das propriedades dos materiais e critérios para a análise e as verificações de segurança (adaptado de EC8-3).....	18
Tabela 9 - Geometria dos Pilares .....	25
Tabela 10 - Resultado das sondagens com detetor de armaduras e janelas de inspeção (adaptado do relatório de inspeção).....	26
Tabela 11 – Resultados dos ensaios de compressão das carotes de betão .....	27
Tabela 12 – Resultados dos ensaios com esclerómetro de <i>Schmidt</i> .....	28
Tabela 13 – Aceleração máxima de referência para a zona de Leiria.....	29
Tabela 14 - Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da NP EN 1998-3.....	29
Tabela 15 - Aceleração $a_g$ (g), Leiria.....	29
Tabela 16 - Peso próprio da laje de piso da cobertura .....	32
Tabela 17 – Rácios E/C.....	37

# Lista de Tabelas Anexo

Tabela Anexo 1 - Exigências de rotação da corda, <i>chord rotation</i> , para cada estado limite na direção XX .....	45
Tabela Anexo 2 - Exigências de rotação da corda, <i>chord rotation</i> , para cada estado limite na direção YY .....	45
Tabela Anexo 3 - Exigências de corte, <i>shear</i> , para cada estado limite na direção XX .....	46
Tabela Anexo 4 - Exigências de corte, <i>shear</i> , para cada estado limite na direção YY .....	46
Tabela Anexo 5 – Capacidade de Rotação da Corda do edifício em estudo segundo EC8.....	47
Tabela Anexo 6 - Capacidade de Rotação da Corda do edifício em estudo segundo EC8 (continuação)	47
Tabela Anexo 7 - Capacidade de Corte do edifício em estudo segundo EC8 .....	47

# Acrónimos e Símbolos

## Lista de Acrónimos

<b>CF</b>	Coeficiente de confiança
<b>DL</b>	<i>Damage limitation</i> , Limitação de Danos
<b>EC2</b>	Eurocódigo 2
<b>EC8</b>	Eurocódigo 8
<b>EC8-1</b>	Eurocódigo 8 parte 1
<b>EC8-3</b>	Eurocódigo 8 parte 3
<b>EL</b>	Estado limite
<b>ICS</b>	Instituto para a Construção Sustentável
<b>KL1</b>	Conhecimento limitado
<b>KL2</b>	Conhecimento normal
<b>KL3</b>	Conhecimento integral
<b>LNEC</b>	Laboratório nacional de engenharia civil
<b>MRS</b>	Análise Modal por Espectro de Resposta
<b>NC</b>	<i>Near collapse</i> , Colapso Iminente
<b>RAVS</b>	Relatório de Avaliação de Vulnerabilidade Sísmica
<b>REBA</b>	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
<b>RSA</b>	Código nacional de dimensionamento sísmico
<b>RSCCS</b>	Regulamento de segurança das construções contra sismos
<b>RSEP</b>	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
<b>SD</b>	<i>Significant damage</i> , Danos Severos

## Lista de Símbolos

### Alfabeto latino – Letras maiúsculas

$A_c$	Área da secção transversal
$A_{c,i}$	Área da secção transversal do pilar i
$A_{s,j}$	Área do piso j
$A_{PC,j}$	Percentagem da área dos pilares existentes
$A_{PE}$	Percentagem da área de pilares
$A_{PE,j}$	Percentagem da área de pilares exigida
$CS$	Coefficiente sísmico
$CS_{C,j}$	Capacidade resistente em termos de coeficiente sísmico
$CS_E$	Capacidade resistente do edifício relativamente à ação sísmica
$CS_{E,j}$	Coefficiente sísmico exigido
$E_{cm}$	Valor do módulo de elasticidade
$F_b$	Força de corte na base
$F_i$	Força sísmica horizontal no piso i
$L_s$	Vão de corte
$L_v$	Relação momento/esforço transverso na secção de extremidade
$L_{v,i}$	Distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão
$Q$	Valor característico da ação
$S_e$	Valor da aceleração do espectro de resposta elástica
$T$	Período de vibração
$V_{C,i}$	Mecanismo de corte de um elemento vertical i
$V_{F,i}$	Mecanismo de flexão de um elemento vertical i
$V_{H,j}$	Divisão entre a resistência das forças horizontais de um piso

### **Alfabeto latino – Letras minúsculas**

$b$	Largura da secção
$d_{bl}$	Diâmetro médio dos varões longitudinais
$e_{ox}$	Excentricidade estrutural
$f_{cm}$	Valor da resistência à compressão do betão
$f_{ym}$	Valor da tensão de cedência
$h$	Altura da secção
$f_c$	Tensão de rotura do betão à compressão
$f_{yl}$	Valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais do pilar
$f_{yw}$	Tensão de cedência dos estribos à tração
$f_{yw}$	Valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais
$q$	Coefficiente de comportamento
$r_x$	Raio de torção
$x$	Altura da zona de compressão
$z$	Braço do binário das forças interiores

### **Alfabeto grego**

$\lambda$	Esbelteza do edifício
$\Psi_{E,i}$	Coefficiente de combinação para a ação variável $i$
$\nu$	esforço axial reduzido
$\rho_d$	percentagem de armaduras diagonais
$\rho_{l,i}$	taxa total da armadura longitudinal do pilar
$\rho_{sx}$	percentagem de armaduras transversais paralelas à direção $x$ de carregamento
$\rho_{tot}$	taxa de armadura longitudinal total
$\rho_w$	taxa de armadura de esforço transversal
$\omega$	taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada
$\omega'$	taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida



# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento e motivação

Os sismos são, historicamente, um dos fenómenos naturais que mais destrói as construções, causando elevados danos materiais e perdas humanas, como o demonstram os efeitos catastróficos observados em Portugal (*Estudo Do Risco Sísmico e de Tsunamis Do Algarve*, 2010).

Um sismo é causado pelo movimento relativo dos lados adjacentes das placas tectónicas. Quando estas placas se movem e ficam presas devido ao atrito, quando tensão acumulada excede a força de atrito, é libertada energia sob a forma de ondas sísmicas. Resumidamente, são fenómenos naturais imprevisíveis, resultantes da libertação de energia acumulado na crosta terrestres. A intensidade de um sismo varia com a profundidade, o foco e a distância do epicentro. O resultado desta propagação de oscilações é materializado por um conjunto de sequências no tempo, caracterizando o movimento do solo nesse local, em termos de aceleração, velocidade ou deslocamento (Costa, 1989). Para representar a ação sísmica, segundo o Eurocódigo 8 (EC8-3, 2005), recorre-se a um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno.

Em Portugal, regulamentarmente são considerados dois tipos de ação sísmica, que se encontram definidos no anexo Nacional do Eurocódigo 8 parte 1 (EC8-1, 2004) : 1) sismos denominados afastados, cujo epicentro se situa, geralmente, na região Atlântica, correspondem à ação sísmica tipo 1; 2) sismos denominados próximos, que geralmente apresentam epicentro na região do território Continental ou no Arquipélago dos açores, correspondem à ação sísmica tipo 2. A Figura 1 exemplifica o zonamento sísmico em Portugal continental, pelo tipo de ação sísmica.

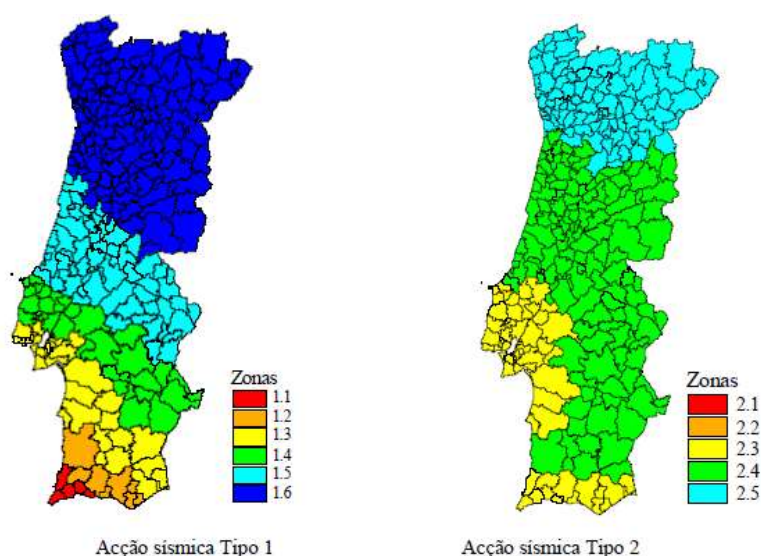


Figura 1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (Anexo Nacional EC8-1)

Em Portugal, o intervalo temporal entre grandes sismos é tão alargado que a memória coletiva tende a esquecer-se, levando a uma perceção de “segurança” que contrasta com a realidade do risco (Ferreira, 2013).

Em memória recente, existem dois sismos que em muito parecem diferentes, devido ao seu nível de catástrofe, mas que são semelhantes em magnitude. O sismo que abalou a Turquia e a Síria no dia 6 de fevereiro de 2023, com magnitude 7.8 e epicentro próximo de Kahramanmaraş (Rafferty, 2024). Este sismo provocou aproximadamente 59 mil mortes, o colapso de mais de 164 mil edifícios e danos económicos avaliados em milhões de euros. O segundo sismo a expor, ocorreu na península de Noto, no Japão, no 1 de janeiro de 2024, com magnitude 7.5. Este sismo, apesar da elevada intensidade, as repercussões em termos de perda de vidas humanas foram muito inferiores, foram registados cerca de 240 mortos e destruição de milhares de habitações, mas em escala bastante inferior em comparação com o da Turquia (Yuhi et al., 2024).

O que diferencia estes dois eventos é a forma de como cada país está preparado: no Japão, a existência de uma rede nacional de sismógrafos, sistemas de alerta precoce e rigorosas normas de construção antissísmica permitem salvar milhares de vidas (Egawa et al., 2024). Já na Turquia, a elevada vulnerabilidade do edificado, com o acréscimo da densidade populacional e a ocorrência do sismo durante a madrugada, potenciou a catástrofe. Este contraste evidencia que a preparação para o risco sísmico é um tema de proteção civil que não pode ser menosprezado.

Para avaliar o risco sísmico, combinam-se os seguintes três elementos: 1) perigosidade – depende da frequência e intensidade do sismo. É possível avaliar a perigosidade devido aos dados históricos adquiridos, características geológicas do local e aos mecanismos de geração de sismos; 2) vulnerabilidade – define-se pela probabilidade de um elemento estrutural sofrer perdas devido a um sismo. Depende da qualidade de construção, dos materiais utilizados e das normas de engenharia aplicadas; 3) exposição – avalia-se pelo valor e quantidade de habitantes, parque edificado e infraestruturas suscetíveis a danos e perdas numa determinada área. Ou seja, uma zona com mais densidade populacional e infraestruturas críticas, apresenta maior exposição (Baritto, 2008). A seguinte Figura 2 demonstra de forma expedita o risco sísmico.

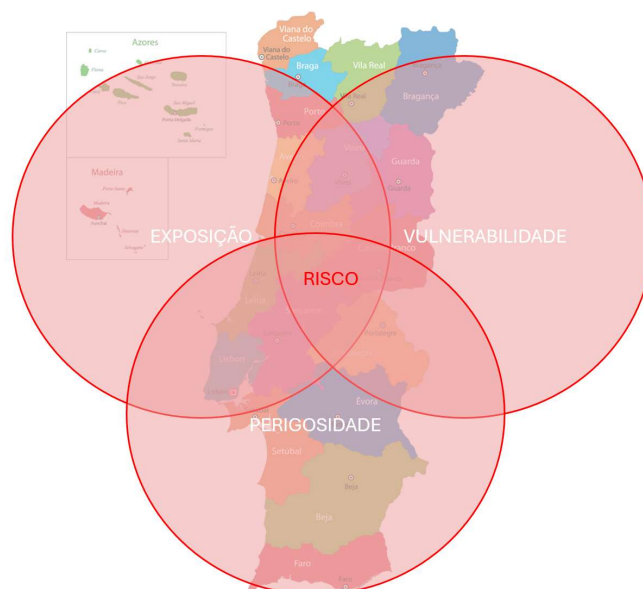


Figura 2 – Exemplificação do risco sísmico

Portugal pode ser comparado à Turquia devido à semelhança do risco sísmico. Portugal, nomeadamente na região sul e das ilhas dos Açores e Madeira, está localizado na parte sudoeste da placa euro-asiática, perto do ponto de encontro das placas africana e norte-americana. Consequentemente, estas zonas são suscetíveis a eventos sísmicos, pois tanto sofre eventos sísmicos no mar, com magnitudes que variam de grandes a muito grandes, como em terra, com magnitudes moderadas a grandes. Sabendo que o fator perigosidade, é o único que não pode ser alterado, é necessário colmatar com os outros dois fatores.

De modo a avaliar a vulnerabilidade portuguesa, é necessário conhecer o parque habitacional português e para tal, conhecer o ano de construção dos edifícios de forma a classificá-los quanto ao detalhe do projeto. Em Portugal, os primeiros códigos de projeto que consideravam ações sísmicas eram o RSCCS de 1958 e o RSEP de 1961, porém, apenas em 1983, é que as exigências ficaram mais rigorosas com a introdução do RSA e, mais tarde complementadas com o Eurocódigo 2 (EC2) e o EC8.

De acordo com os censos de 2011, cerca de 50% do parque habitacional é constituído por edifícios de betão armado e estes edifícios servem aproximadamente 60% da população. Tendo em conta esta informação, 51% destes edifícios foram projetados após a implementação do código nacional de dimensionamento sísmico (RSA, 1983), este dado compromete que cerca de 3,1 milhões de pessoas estão a viver em habitações que podem não suportar os efeitos de um evento sísmico moderado.

Para avaliar a exposição do risco sísmico em Portugal, recorreu-se a *European Seismic Risk Index Viewer* (Weatherill & Danciu, 2021) que demonstra que os distritos mais vulneráveis são os distritos do Porto, Lisboa e Faro. De salientar que as zonas de Portugal mais preocupantes são nas áreas de Vale do Tejo e o Algarve, devido à combinação de fatores geológicos e demográficos. Estas regiões são densamente povoadas e economicamente significativas, aumentando o potencial impacto de um evento sísmico.

Deste modo, é possível afirmar que Portugal, devido à sua localização geográfica, é um país de alta sismicidade, e também é um país de alto risco sísmico devido à sua vulnerabilidade e exposição. Expondo isto, é necessário desenvolver medidas de mitigação de risco sísmico, de modo a evitar perdas tanto humanas como económicas.

## **1.2 Contexto e objetivo**

O principal objetivo da presente dissertação contempla a realização da avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício de betão armado, existente, de classe de importância III, de acordo com o Eurocódigo 8 parte 3, (EC8-3). Para tal, é proposto: 1) Expor a legislação portuguesa e os métodos aplicáveis; 2) Caracterizar o edifício em estudo, através da análise da informação disponibilizada, de modo a obter os parâmetros necessários para a modelação; 3) Aplicar a metodologia do EC8-3, pela análise estática não linear (*pushover*), comparando as exigências sísmicas com as capacidades obtidas; 4) Identificar os elementos estruturais que condicionam a vulnerabilidade sísmica do edifício.

Com isto pretende-se proporcionar uma análise rigorosa ao edifício em estudo e permitir que seja um guia para profissionais que precisem de executar o mesmo tipo de análise a edifícios existentes. Também é objetivo da presente dissertação mostrar que a avaliação da segurança sísmica não deve ser tentar atualizar um edifício para que este cumpra as disposições atuais do código de projeto, mas garantir níveis definidos de danos, para evitar o colapso durante o movimento do solo com uma determinada probabilidade de excedência, tal como o EC8 refere.

### **1.3 Estrutura da dissertação**

Este relatório encontra-se dividido em quatro capítulos principais.

No capítulo 1, Introdução, é apresentado o tema da dissertação, o seu enquadramento e motivação relativamente o tema, assim como os seus objetivos.

O capítulo 2, Revisão Bibliográfica, analisa a legislação portuguesa em vigor, e descreve as metodologias de avaliação estrutural de edifícios de betão armado, dando mais ênfase ao EC8-3.

O capítulo 3, Aplicação da metodologia do EC8-3 à avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício escolar, descreve o caso de estudo, detalha como foi realizada a modelação do edifício no software Seismostruct, como foram calculadas as capacidades do edifício e por fim a demonstrar os resultados obtidos para a avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Por fim, o capítulo 4, Conclusão, são apresentadas as conclusões relativas ao presente trabalho e sugerem-se alguns trabalhos futuros no âmbito do trabalho realizado.

## 2 Revisão Bibliográfica

### 2.1 Legislação portuguesa em vigor

De acordo com o Decreto-Lei 95 de 2019, no âmbito da reabilitação e no domínio da segurança estrutural, a legislação estabelece as situações em que a reabilitação de edifícios necessita da elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, assim como do eventual reforço dos edifícios. Deste modo é possível assegurar que as intervenções realizadas respeitam as questões de segurança estruturais.

As obras de ampliação, alteração ou reconstrução devem incluir a elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica do edifício, conforme os termos a serem definidos na portaria nº302/2019 de 12 de setembro.

De acordo com a portaria nº 302/2019 de 12 de setembro, para os edifícios sujeitos a ampliação, alteração ou reconstrução, é obrigatório um relatório que avalie a capacidade de resistência do edifício face à ação sísmica, conforme definido na norma NP EN1998-3:2017 e suas atualizações, caso apenas uma das seguintes condições se verifique:

- a) A evidência de sinais de degradação na estrutura do edifício;
- b) Execução de obras que alterem o comportamento estrutural do edifício;
- c) A realização de intervenções, incluindo demolições ou ampliações, que envolvam mais do que 25% da área bruta de construção;
- d) Que o custo da construção ultrapasse, pelo menos em 25%, o custo de construção de um edifício novo com características semelhantes

No caso de edifícios de classe de importâncias III ou IV, de acordo com a norma NP EN 1998-1:2010, o relatório de vulnerabilidade sísmica é obrigatório caso se verifique algumas das condições mencionadas, com uma redução de 15% para os limites estabelecidos.

Após a execução do relatório de vulnerabilidade sísmica, se o mesmo concluir que, o edifício não cumpre com as exigências de segurança relativas a 90 % da ação sísmica definida pela norma NP EN 1998-3:2017, é obrigatória a realização de um projeto de reforço sísmico, que cumpra com a mesma norma.

Para dar resposta à Portaria nº 302/2019, o Programa *ReSist*, denominado por *Programa municipal de promoção da resiliência do parque edificado, privado e municipal e infraestruturas urbanas municipais*, desenvolveu um documento com a estrutura essencial para a realização do Relatório de Avaliação de Vulnerabilidade Sísmica, RAVS.

## 2.2 Métodos de avaliação estrutural de edifícios de betão armado

Existem 4 metodologias, definidas por Métodos I a IV, que aumentam o nível de complexidade e precisão correspondentemente. A escolha dos métodos de avaliação admissíveis depende de cinco critérios:

- Classe de importância;
- Condições geotécnicas locais;
- Número de pisos,  $j$ ;
- Regularidade estrutural;
- Interação com edifícios adjacentes.

A seguinte Figura 3 representa um fluxograma que facilita o processo para a decisão de qual método optar.

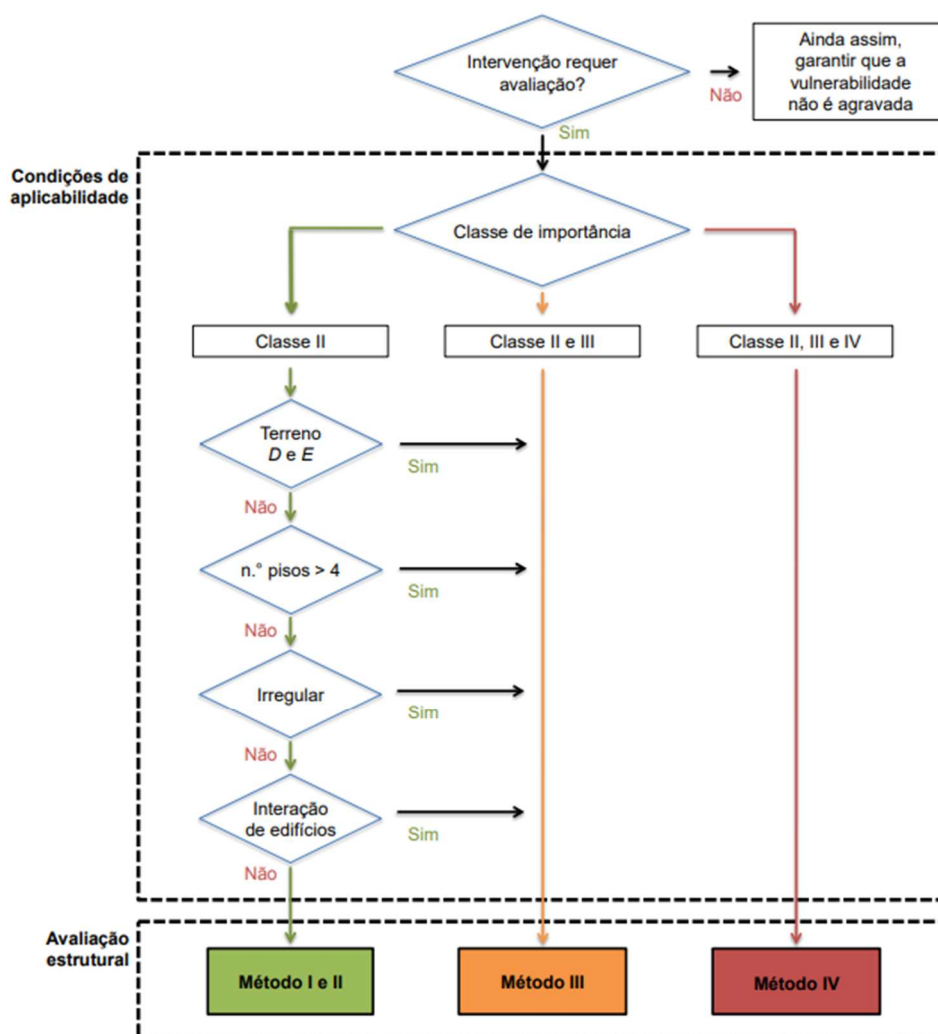


Figura 3 - Fluxograma de processo (Sousa et al., 2019)

Os métodos I e II, representam metodologias expeditas. Para a realização da segurança sísmica de acordo com o método I, esta pode ser realizada com base nas propriedades geométricas dos elementos verticais do edifício, sendo que pelo método II, esta avaliação pode ser realizada segundo as disposições das armaduras destes elementos geométricos.

O método III, denominado por método de referência, já é bastante mais complexo e corresponde ao procedimento detalhado no EC8-3.

O método IV segue uma metodologia probabilística do risco sísmico que tem sido desenvolvida a nível nacional e internacional.

### 2.2.1 Métodos expeditos

Para aplicação dos métodos expeditos do LNEC (Sousa et al., 2019), é necessário verificar se o edifício se enquadra nos seguintes fatores, e se apenas um dos fatores falhar, não se pode realizar um RAVS seguindo a aplicação dos métodos simplificados:

- Classe de importância – Este é o único fator que não depende das características da estrutura do edifício. As classes de importância admissíveis para a aplicação destes métodos são I e II.
- Número de pisos – A aplicação destes métodos restringe-se a edifícios com até 4 pisos, sendo a definição de piso como planos acima da cota do terreno, e com área de implantação inferior ou igual a 400m<sup>2</sup> por piso.
- Regularidade estrutural – Para que os métodos expeditos sejam aplicáveis, o edifício deve apresentar regularidade estrutural, de acordo com os critérios definidos na NP EN 1998-1 (2010). Excluem-se da verificação destes critérios de regularidade os edifícios de habitação com 1 ou 2 pisos pois são considerados de pequeno porte, dada a reduzida esbelteza e elevada compacidade que caracteriza estes edifícios. A regularidade estrutural é avaliada em dois aspetos principais:
  - Regularidade em planta:
    - A estrutura deve ser aproximadamente simétrica em relação a dois eixos ortogonais, referente à rigidez lateral e à distribuição de massas. A planta deve ser compacta, admitindo recuos, desde que a área resultante destes recuos não exceda 5% da área total do piso e não se comprometa a rigidez do plano. Os pisos devem possuir rigidez no seu plano significativamente superior à dos elementos estruturais verticais, assegurando distribuição adequada das forças.
    - A esbelteza em planta deve satisfazer a seguinte condição (1):

$$l = L_{max}/L_{min} \leq 4 \quad (1)$$

Correspondendo  $L_{max}$  e  $L_{min}$  à maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais.

- A excentricidade estrutural,  $e_{ox}$ , entre centro de rigidez e centro de massa deve cumprir a expressão (2):

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad (2)$$

- O raio de torção,  $r_x$ , deve ser superior ou igual à distância entre o centro de massa e o ponto mais afastado da planta de acordo com a expressão (3):

$$r_x \geq l_s \quad (3)$$

- Estas condições devem ser verificadas em cada piso e em cada direção principal de cálculo.

- Regularidade em altura:

- Os sistemas resistentes a ações laterais (núcleos, paredes estruturais e pórticos) devem ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício. A massa e a rigidez lateral de cada piso devem permanecer constante ou variar gradualmente, sem descontinuidades bruscas. Em estruturas porticadas, a relação entre a resistência real e a exigida deve manter-se aproximadamente uniforme entre pisos adjacentes. No caso de a construção apresentar recuos, estes devem de ser analisados caso a caso.

- Interação com edifícios adjacentes – Este critério não necessita de verificação no caso de ser um edifício isolado ou no caso de a junta de dilatação entre edifícios adjacentes permitir uma deslocação lateral equivalente ou igual a um deslocamento de 2.2% da altura do edifício mais baixo, entre o edifício em avaliação e o adjacente. Para o caso de edifícios adjacentes que não cumpram esta relação, os métodos expeditos ainda são aplicáveis caso os requisitos construtivos de alinhamento entre lajes de edifícios adjacentes e a diferença de altura entre edifícios adjacentes se cumpram.

- Condições geotécnicas locais – Os métodos expeditos apenas são aplicáveis a edifícios localizados nos tipos de Terreno A, B ou C. Esta restrição existe para evitar a utilização dos métodos expeditos em tipos de terreno moles.

- A identificação dos tipos de terreno é descrita por perfis estratigráficos tal como representado na Tabela 1.

Tabela 1 - Tipos de Terreno (adaptado de EC8-1)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas /30cm)	$c_u$ (kPa)
<b>A</b>	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
<b>B</b>	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	>50	>250
<b>C</b>	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
<b>D</b>	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
<b>E</b>	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s (parâmetros não especificados nos campos seguintes)			
<b>S<sub>1</sub></b>	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
<b>S<sub>2</sub></b>	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S <sub>1</sub>			

### Método I:

A realização da avaliação de segurança segundo o método I, é através da relação da percentagem da área de pilares com a área do piso. Um edifício verifica a avaliação de segurança se, em cada piso  $j$ , a percentagem da área dos pilares existentes,  $A_{PC,j}$ , em relação à área do piso, for igual ou superior à percentagem da área de pilares exigida,  $A_{PE,j}$ , tal como representa a seguinte expressão (4):

$$A_{PC,j} \geq A_{PE,j} \quad (4)$$

Percentagem da área de pilares exigida:

A partir da Tabela 2, retira-se os valores da percentagem da área dos pilares exigida,  $A_{PE}$ , este valor varia em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e da sua zona de implantação, tipo de terreno.

Tabela 2 - Valores exigidos de área de pilares em percentagem, consoante a área e zona de implantação e zona sísmica (adaptado de (Sousa et al., 2019))

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos		
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C
1.1	0.9	1.2	1.5	1.6	2.1	2.6	2.2	2.9	3.5	2.9	3.6	4.3
1.2	0.6	0.9	1.2	1.2	1.7	2.0	1.7	2.3	2.8	2.2	2.9	3.5
1.3	0.4	0.6	0.8	0.8	1.2	1.5	1.1	1.6	2.0	1.5	2.1	2.5
1.4	0.2	0.3	0.5	0.5	0.7	0.9	0.6	1.0	1.2	0.8	1.3	1.6
1.5	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.3	0.5	0.6	0.4	0.6	0.8
1.6	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	0.2	0.3	0.1	0.3	0.4
2.1	0.5	0.7	0.9	0.9	1.1	1.3	1.0	1.3	1.5	1.0	1.3	1.6
2.2	0.3	0.5	0.6	0.6	0.8	1.0	0.6	0.9	1.2	0.7	1.0	1.2
2.3	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.4	0.7	0.8	0.5	0.7	0.9
2.4	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.5	0.2	0.4	0.5
2.5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3

Os valores exigidos da percentagem de pilares a serem considerados em cada piso,  $j$ , resultam da multiplicação do valor da percentagem da área de pilares,  $A_{PE}$ , pelo coeficiente  $\eta_j$ , considerado na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores do coeficiente  $\eta_j$ , em função do piso e do número de pisos do edifício (adaptado de (Sousa et al., 2019))

Número de pisos do edifício				
Piso	4	3	2	1
4	0.40	-	-	-
3	0.70	0.50	-	-
2	0.90	0.83	0.67	-
1	1.00	1.00	1.00	1.00

O valor da percentagem da área de pilares exigida é de acordo com a expressão (5).

$$A_{PE,j} = \eta_j \cdot A_{PE} \quad (5)$$

## Método II:

A realização da avaliação de segurança segundo o método II, é através do coeficiente sísmico,  $CS$ . O coeficiente sísmico define-se pela relação entre a resistência global para forças horizontais do edifício (corte basal) e o peso do mesmo. Desta forma, é possível avaliar a segurança de um edifício existente à ação sísmica em comparação com o coeficiente sísmico exigido.

Um edifício verifica a avaliação de segurança se, em cada piso  $j$ , e para cada direção principal, a sua capacidade resistente em termos de coeficiente sísmico,  $CS_{C,j}$ , for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido,  $CS_{E,j}$ , tal como representa a seguinte expressão (6):

$$CS_{C,j} \geq CS_{E,j} \quad (6)$$

Coeficiente sísmico global exigido:

O coeficiente sísmico global exigido,  $CS_E$ , varia em função do número de pisos, da zona sísmica e do tipo de terreno da zona de implantação do edifício, de acordo com o estipulado no Eurocódigo 8 parte 1. A Tabela 4, apresenta os coeficientes exigidos.

Tabela 4 – Valores dos coeficientes exigidos para edifícios, consoante o número de pisos e o tipo de terreno para cada zona sísmica (adaptado de (Sousa et al., 2019))

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos		
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C
1.1	0.26	0.37	0.45	0.24	0.32	0.39	0.22	0.29	0.35	0.22	0.27	0.32
1.2	0.19	0.28	0.35	0.18	0.25	0.31	0.17	0.23	0.28	0.16	0.22	0.26
1.3	0.12	0.19	0.24	0.12	0.18	0.22	0.11	0.17	0.2	0.11	0.16	0.19
1.4	0.06	0.11	0.14	0.07	0.1	0.13	0.06	0.1	0.12	0.06	0.09	0.12
1.5	0.02	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06
1.6	0.01	0.02	0.02	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03
2.1	0.14	0.22	0.26	0.12	0.16	0.19	0.1	0.13	0.15	0.08	0.1	0.12
2.2	0.09	0.15	0.19	0.08	0.12	0.15	0.06	0.1	0.12	0.05	0.07	0.09
2.3	0.05	0.09	0.12	0.05	0.08	0.1	0.04	0.07	0.08	0.04	0.05	0.07
2.4	0.02	0.04	0.06	0.02	0.04	0.06	0.02	0.03	0.05	0.01	0.03	0.04
2.5	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.04	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.02

Os valores dos coeficientes sísmicos a serem considerados em cada piso,  $j$ , resultam da multiplicação do valor do coeficiente sísmico global pelo coeficiente  $\eta_j$ , considerado na Tabela 3.

O valor do coeficiente sísmico é de acordo com a expressão (7).

$$CS_{E,j} = \eta_j \cdot CS_E \quad (7)$$

Capacidade resistente do edifício relativamente à ação sísmica:

Para avaliar a capacidade resistente, segundo o método II, tem de se analisar a possibilidade dos elementos estruturais desenvolverem mecanismos de flexão ou corte. Deste modo, e em termos de avaliar a capacidade resistente do edifício em estudo, em termos do coeficiente sísmico, determina-se pela divisão entre a resistência das forças horizontais de um piso,  $V_{H,j}$ , verificar expressão (9), e o peso total do edifício,

verificar expressão (13) correspondente à combinação sísmica de ações, ver expressão (14),  $W_E$ , verificar expressão (12), tal como a expressão (11). O cálculo de  $V_{H,j}$  depende do somatório do valor mínimo de  $V_{F,i}$  e de  $V_{C,i}$ , pelo que as expressões (10) e (8) definem o seu cálculo.

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,i})}{W_E} \quad (8)$$

$$V_{H,j} = \sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,i}) \quad (9)$$

$$V_{F,i} = 1.24 \cdot \left( \frac{b_i \cdot h_i^2 \cdot \rho_{L,i} \cdot f_{yl}}{L_{v,i}} \right)^{0.73} \quad (10)$$

$$V_{C,i} = 0.87 \cdot A_{C,i} \cdot \left( \tau_c \cdot \left[ 1 - 0.16 \cdot \min \left( 5, \frac{L_{v,i}}{h_i} \right) \right] + \rho_{w,i} \cdot f_{yw,i} \right) \quad (11)$$

$$W_E = \sum_{j=1}^n (w_{E,j} \cdot A_{s,j}) \quad (12)$$

$$w_{E,j} = \sum G_{K,j} + \sum (\psi_{E,m} \cdot q_{K,m})_j \quad (13)$$

$$\psi_{E,m} = \varphi \cdot \psi_{2,m} \quad (14)$$

Para o cálculo das expressões descritas, têm-se que:

$w_{E,j}$  – peso por unidade área resultante da combinação sísmica de ações;

$A_{s,j}$  – área do piso j;

$b_i, h_i$  – largura e altura da secção transversal do pilar;

$A_{C,i}$  – área da secção transversal do pilar i;

$\rho_{L,i}$  – taxa total da armadura longitudinal do pilar;

$f_{yl}$  – valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais do pilar;

$L_{v,i}$  – distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão;

$f_{yw}$  – valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1,55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1,15 por um fator de conhecimento de 1,35).

### 2.2.2 Método III

Para a aplicação do método III, denominado por método de referência, detalhado no Eurocódigo 8 parte 3, é essencial analisá-lo por fases.

Os critérios de avaliação segundo as normas atuais são expressos em termos de objetivos de desempenho caracterizados por limites de desvio entre andares, rotações de cordas (ver explicação detalhada na pág. 18), ductilidade de elementos e índices de danos de elementos, combinados com diferentes níveis de risco sísmico (Falcão Moreira, 2022). No caso do EC8-3, os requisitos fundamentais de desempenho referem-se ao estado de dano da estrutura, definido através de três estados limite:

Estado Limite de Colapso Iminente, *near collapse* (NC), refere-se a estruturas severamente danificadas, com baixa resistência e rigidez laterais remanescentes, apresentando grandes deslocamentos permanentes e estando próxima do colapso, embora os elementos verticais ainda suportem cargas verticais;

Estado Limite de Danos Severos, *significant damage* (SD), que representa um nível de dano significativo, com alguma resistência e rigidez laterais remanescentes e capacidade de suportar réplicas sísmicas moderadas, mas cuja reparação pode não ser economicamente viável;

Estado Limite de Limitação de Danos, *damage limitation* (DL), que corresponde a um nível de dano ligeiro, em que os elementos estruturais permanecem essencialmente elásticos e com deslocamentos residuais desprezáveis, permitindo que a estrutura continue funcional e seja facilmente reparável.

Em Portugal, os estados limites a verificar dependem da classe de importância do edifício. O Anexo Nacional do EC8-3 define, que para classes de importância I e II, o estado limite a ser verificado é de danos severos. Para classe de importância III e IV, é necessário verificar os três estados limites.

Cada estado limite apresenta um período de retorno da ação sísmica, de modo a garantir os níveis de proteção apropriados. A Tabela 5 apresenta os períodos associados a cada estado limite, assim como a sua probabilidade de excedência para um período de vida útil de 50 anos, para Portugal.

Tabela 5 - Período de retorno e probabilidade de excedência para cada estado limite de acordo com o Anexo Nacional do EC8-3

Estado Limite	Período de retorno (anos)	Probabilidade de excedência em 50 anos
Colapso Iminente, NC	975	5%
Danos Severos, SD	308	15%
Limitação de Dano, DL	73	50%

Primeiramente é necessário recorrer à recolha de informações do edifício em estudo. Uma vez que se trata de edifícios existentes, não se conhece as suas propriedades estruturais. Esta recolha de informação deve ser detalhada e abrangente, cobrindo vários aspetos estruturais e históricos do edifício. A informação sobre a estrutura pode ser obtida através de registos disponíveis, de inspeções e medições locais e de ensaios *in situ* e/ou em laboratório.

Deste modo, é imperativo que a informação base retirada, abranja os seguintes aspetos:

- Conseguir caracterizar e identificar o sistema estrutural do edifício. Esta análise pode ser realizada a partir de inspeções locais ou por meio dos desenhos do projeto original. No caso de haver modificações entre o projeto e o identificado no local, é necessário documentar as mesmas;
- Identificar o tipo de fundações do edifício e de condições do terreno;
- Fornecer informações detalhadas sobre as dimensões e propriedades das secções transversais dos elementos estruturais do edifício, assim como as propriedades mecânicas e o estado dos materiais que os constituem;
- Identificar defeitos detetáveis nos materiais e disposições construtivas inadequadas;
- Especificar os critérios de cálculo sísmico adotados no projeto inicial;
- Descrever a utilização atual e/ou futura do edifício, com a correspondente identificação da sua classe de importância e por isso reavaliar as ações variáveis considerando a atual utilização do edifício;
- Fornecer informações sobre a natureza e a extensão dos danos anteriores e atuais na estrutura, se presentes, incluir detalhes sobre reparações realizadas.

Dependendo da quantidade e da qualidade da informação obtida sobre os pontos acima mencionados, deve-se adotar diferentes tipos de análise admissível, assim como valores diferentes de coeficientes de confiança. De modo a escolher qual o tipo de análise admissível e qual o valor apropriado do coeficiente de confiança (CF), o Euro código 8 parte 3, define 3 níveis de conhecimentos:

- KL1, conhecimento limitado, que corresponde ao  $CF_{KL,1}$  de 1,35;
- KL2, conhecimento normal, que corresponde ao  $CF_{KL,2}$  de 1,20;
- KL3, conhecimento integral, que corresponde ao  $CF_{KL,3}$  1,00.

Os níveis de conhecimento dependem dos fatores:

1. Geometria – Este fator depende das propriedades geométricas dos elementos estruturais e não estruturais. Para saber qual o nível de conhecimento correspondente à geometria, separa-se este tópico em 2 elementos, por desenhos de dimensionamento geral ou desenhos de pormenor e por inspeção visual ou inspeção integral.
2. Disposições construtivas – Este fator depende da quantidade e nível de detalhe das armaduras em betão armado, das ligações entre elementos metálicos, da ligação entre os pavimentos (que deveram funcionar como diafragmas) e a estrutura resistente às ações laterais, o aparelho e tipo de junta e elementos de alvenaria. Este tópico varia em se, é um projeto simulado, se a inspeção *in situ* for limitada, se a inspeção *in situ* for alargada ou se a inspeção *in situ* for completa.
3. Materiais – Este fator depende das propriedades mecânicas dos materiais constituintes da estrutura. Para saber o nível de conhecimento associado aos materiais, separa-se por ensaios destrutivos e não destrutivos, ensaios *in situ* limitados, ensaios *in situ* alargados ou ensaios *in situ* completos.

Para definir se as inspeções e ensaios são limitadas, alargadas ou completas, a seguinte Tabela 6 define quais os requisitos mínimos.

Tabela 6 - Requisitos mínimos recomendados para definir qual o nível de inspeção e ensaio (adaptado de EC8-3)

	Para cada tipo de elemento primário (viga, pilar, parede):	
	Inspeção (das disposições construtivas)	Ensaio (dos materiais)
Nível de Inspeção e de Ensaio	Porcentagem de elementos cujas disposições construtivas têm de ser verificadas	Amostras de materiais por piso
Limitado	20	1
Alargado	50	2
Completo	80	3

Conhecendo estes elementos, será possível determinar o nível de conhecimento da estrutura e qual o tipo de análise admissível e coeficiente de confiança. A Tabela 7 resume como escolher o nível de conhecimento.

Tabela 7 - Níveis de conhecimento e respetivos métodos de análise (adaptado de EC8-3)

Nível de Conhecimento	Geometria	Disposições Construtivas	Materiais	Análise	CF
KL1		Projeto simulado de acordo com a prática de origem e a partir de uma inspeção <i>in situ</i> limitada	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir de ensaios <i>in situ</i> limitados	LF - MRS (coeficiente q)	$CF_{KL1}$
KL2	A partir dos desenhos de dimensionamento geral do projeto e de uma inspeção visual de uma amostragem ou a partir de uma inspeção integral	A partir dos desenhos de pormenor de origem incompletos com uma inspeção <i>in situ</i> limitada ou a partir de uma inspeção <i>in situ</i> alargada	A partir das especificações do projeto de origem com ensaios <i>in situ</i> limitados ou a partir de ensaios <i>in situ</i> alargados	Todas as análises	$CF_{KL2}$
KL3		A partir dos desenhos de pormenor de origem completos com uma inspeção <i>in situ</i> limitada ou a partir de uma inspeção <i>in situ</i> completa	A partir dos relatórios de ensaios de origem com ensaios <i>in situ</i> limitados ou a partir de ensaios <i>in situ</i> completos	Todas as análises	$CF_{KL3}$

Deste modo, o nível de conhecimento KL1, conhecimento limitado, corresponde a uma geometria global da estrutura e dimensões dos elementos conhecidas, através de inspeções *in situ* ou de desenhos de dimensionamento geral, utilizados para a construção do edifício. Corresponde a disposições construtivas não determinadas pelos desenhos de pormenor, mas que são conhecidas através da percepção das práticas construtivas utilizadas na época da construção do edifício. Relativamente aos materiais, não existe informação concreta sobre as suas propriedades mecânicas e por isso são adotados valores por defeito de acordo com as normas utilizadas à data da construção.

O nível de conhecimento KL2, conhecimento normal, corresponde a uma geometria global da estrutura e dimensões dos elementos conhecidas, através de inspeções *in situ* alargada ou de desenhos de dimensionamento geral, utilizados para a construção original do edifício. Corresponde a disposições construtivas conhecidas quer através de uma inspeção *in situ* alargada ou através de desenhos de pormenor incompletos. No âmbito dos materiais, são conhecidas as suas propriedades mecânicas devido a ensaios *in situ* alargados ou através das especificações retiradas do projeto de origem.

O nível de conhecimento KL3, conhecimento integral, corresponde a uma geometria global da estrutura e dimensões conhecidas através de inspeções *in situ* completa ou de desenhos de dimensionamento geral, utilizados para a construção original do edifício. Corresponde a disposições construtivas conhecidas quer através de uma inspeção *in situ* completa ou através de desenhos de pormenor completos. Relativamente aos materiais, são conhecidas as suas propriedades mecânicas devido a ensaios *in situ* completos ou através das especificações retiradas do projeto de origem.

Apesar de os níveis de conhecimento definidos no EC8-3 garantirem avaliações fiáveis de estruturas existentes, a sua exigência em termos de ensaios e levantamentos tem sido alvo de críticas. O coeficiente de confiança, CF, aplicado como penalização inversamente proporcional ao nível de conhecimento, é apontado por diversos autores como uma abordagem redutora, por incidir quase exclusivamente sobre as propriedades dos materiais e desconsiderar a incerteza associada aos detalhes construtivos, que também têm um impacto significativo no comportamento global da estrutura. Em particular, os requisitos de conhecimento relativos à geometria parecem uniformes para todos os KLS, implicando que se espera que a informação existente sobre a geometria seja suficientemente fiável para permitir a definição de um modelo numérico adequado da estrutura, independentemente do KL selecionado (Romão, 2012). Esta limitação levanta dúvidas sobre a real eficácia do aumento do nível de conhecimento, questionando se a realização de um grande número de ensaios justifica o esforço e custo envolvidos quando o formato atual do CF não capta adequadamente todas as fontes de incerteza. Isto demonstra que é pertinente refletir sobre alternativas que permitam integrar, de forma mais abrangente, as diferentes fontes de incerteza na avaliação sísmica de edifícios existentes.

Depois de determinado o nível de conhecimento, KL, e atribuído o coeficiente de confiança, CF, é possível definir quais os tipos de análise estrutural admissíveis para avaliar a vulnerabilidade sísmica do edifício existente. O EC8-3 sugere os seguintes métodos que podem ser análises lineares e não lineares, estáticas ou dinâmicas:

Análise por forças laterais (LF) – é um método de análise elástica linear que pretende simular as forças de inércia máximas, induzidas pela componente horizontal da ação sísmica,  $F_b$ , através da aplicação de um conjunto de forças horizontais,  $F_i$ , a todos os pisos, que atuam separadamente nas duas direções ortogonais do edifício. Este método aplica-se a edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pela contribuição dos modos de vibração superiores o modo fundamental, em cada direção principal, e exista regularidade em planta e altura.

Análise Modal por Espectro de Resposta (MRS) – é um método de análise dinâmica linear, sendo um método de referência para o projeto de edifícios novos. Esta análise considera a contribuição de vários modos de vibração da estrutura, em cada direção principal, através da utilização do espectro de resposta

elástico,  $S_e(T)$ . Os modos de vibração da estrutura têm de ser suficientes para mobilizar, em cada direção, pelo menos 90% da massa modal total da estrutura. As respostas modais, calculadas para cada modo significativo, são combinadas por métodos adequados (SRSS ou CQC) para determinar os efeitos globais da ação sísmica. Este método é utilizado a edifícios cuja resposta não possa ser representada apenas pelo modo fundamental, como edifícios com irregularidades em planta e/ou altura.

Análise estática não linear, *Pushover* – é um método de análise não linear que consiste na extensão para o regime não linear do procedimento de forças laterais da análise estática (Fardis, 2009). Neste método, forças horizontais de crescimento monotónico aos níveis das massas do modelo estrutural, simulando as forças de inércia dinâmicas induzidas pela componente horizontal da ação sísmica. É considerado o método de referência para a avaliação e reforço de estruturas existentes pois permite avaliar o desempenho estrutural, os mecanismos plásticos e a distribuição de danos, sendo o resultado principal a Curva de Capacidade (relação entre a força de corte basal e o deslocamento do nó de controlo,  $d_t$ ), utilizada para verificação em função de um deslocamento-alvo, correspondente ao nó de controlo escolhido.

Análise (dinâmica) temporal não linear - é um método de análise não linear dinâmico que determina a resposta da estrutura ao longo do tempo, pela sua integração numérica direta das equações diferenciais do movimento. Esta análise utiliza acelerogramas para representar a ação sísmica. Os modelos estruturais devem refletir realisticamente o comportamento pós-elástico cíclico e a dissipação de energia dos elementos. Para o definir valor de cálculo, utiliza-se a média de, pelo menos, sete análises temporais ou o valor mais desfavorável. É um método fundamental, por exemplo, quando sistemas de isolamento de base não podem ser representados por modelos lineares equivalentes.

Abordagem pelo coeficiente de comportamento,  $q$  – é um método de análise simplificada que permite reduzir a resposta elástica da estrutura, através do fator de redução sísmica  $q$ , refletindo a capacidade de deformação inelástica e a ductilidade da estrutura. Este método aplica-se sobretudo a edifícios regulares, cuja resposta seja representada pelo seu modo fundamental em cada direção principal, permitindo dimensionar a estrutura considerando os efeitos sísmicos de forma eficiente e conservadora.

Por existirem métodos com diferentes níveis de conservadorismo e complexidade, a escolha do método deve ser cuidadosamente ponderada e bem fundamentada, uma vez que um método excessivamente conservador pode conduzir a intervenções desnecessárias e dispendiosas, enquanto um demasiado otimista pode deixar o edifício exposto a riscos excessivos (Falcão Moreira, 2022).

O EC8-3 distingue os elementos estruturais como “dúcteis” correspondendo a vigas, pilares e paredes em flexão com e sem esforço axial ou “frágeis” que corresponde a mecanismo de corte das vigas, dos pilares, das paredes e dos nós.

Consoante o método escolhido é necessário definir os valores das propriedades dos materiais e quais os critérios para análise e seguidas verificações de segurança. A seguinte Tabela 8 resume os valores das propriedades a utilizar na avaliação da exigência e das capacidades dos elementos para cada tipo de análise, e os critérios que devem de ser seguidos para a verificação da segurança dos elementos dúcteis e frágeis para todos os tipos de análise.

Tabela 8 – Valores das propriedades dos materiais e critérios para a análise e as verificações de segurança (adaptado de EC8-3)

	Modelo linear (LM)		Modelo não linear		Abordagem por coeficiente de comportamento $q$		
	Exigência	Capacidade	Exigência	Capacidade	Exigência	Capacidade	
Tipo de elemento ou mecanismo, e/m	Dúctil	Aceitabilidade do modelo linear (para verificação dos valores da relação $\rho_i = D_i/C_i$ )		A partir da análise. Utilizar os valores médios das propriedades no modelo.	Em termos de deformação. Utilizar os valores médios das propriedades divididos pelos coeficientes de confiança, CF.	A partir da análise.	
		A partir da análise. Utilizar os valores médios das propriedades no modelo.	Em termos de resistência. Utilizar os valores médios das propriedades.				
		Verificações (se aceite o modelo linear LM):					
		A partir da análise.	Em termos de deformação. Utilizar os valores médios das propriedades divididos pelos coeficientes de confiança, CF.				
	Frágil	Verificações (se aceite o modelo linear LM):			Em termos de resistência. Utilizar os valores médios das propriedades divididos pelos coeficientes de confiança, CF, e pelo coeficiente parcial.	Em termos de resistência. Utilizar os valores médios das propriedades divididos pelos coeficientes de confiança, CF, e pelo coeficiente parcial.	De acordo com a secção aplicável da EN 1998-1:2004
		Se $\rho_i \leq 1$ : a partir da análise.					
	Se $\rho_i > 1$ : a partir do equilíbrio introduzindo a resistência dos e/m dúcteis. Utilizar os valores médios das propriedades multiplicados pelos coeficientes de confiança, CF.						

A capacidade de deformação das vigas, pilares e paredes em flexão com e sem esforço axial, para cada EL, é definida em termos de rotação de corda,  $\theta$ . O EC8-3 define como o corresponde ao ângulo entre a tangente à fibra média do elemento ao nível da extremidade plastificada e a corda que liga essa extremidade à extremidade do vão de corte,  $L_s$ , isto é, o ponto de inflexão, como demonstra a Figura 4.

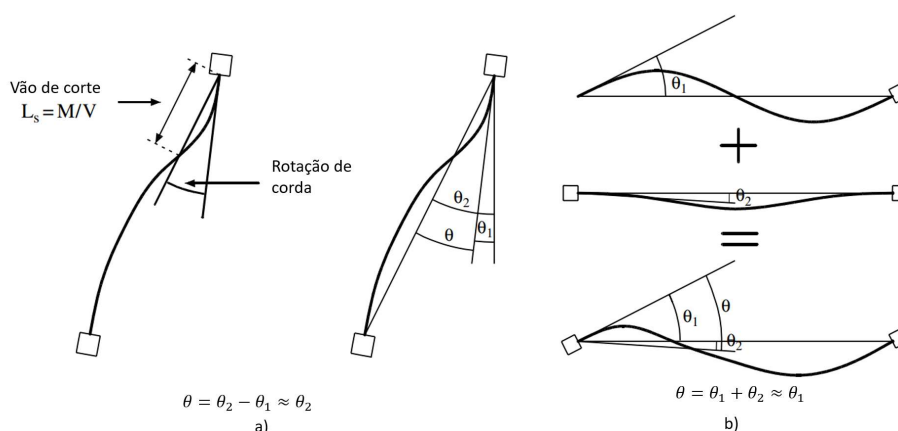


Figura 4 - Definição simplificada de rotação total da corda  $\theta$ : (a) Pilares; (b) Vigas (Adaptado de (Mpampatsikos et al., 2008))

Para a quantificação do estado limite de NC, o EC8-3 define a seguinte expressão (15):

$$\theta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,225} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left( \alpha \cdot \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (15)$$

Para o cálculo de  $\alpha$ , denominado de fator de eficiência do confinamento, segue-se a expressão (16).

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_o} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_o} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_o \cdot b_o} \right) \quad (16)$$

O valor da parte plástica da capacidade de rotação da corda dos elementos de betão pode ser calculado pela expressão (17).

$$\theta_{NC}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,0145 \cdot (0,25^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left( \alpha \cdot \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (17)$$

O EC8-3 define que a capacidade de rotação para o estado limite SD, pode ser considerado segundo a expressão (18).

$$\theta_{SD} = \frac{3}{4} \cdot \theta_{NC} \quad (18)$$

O cálculo da capacidade de rotação para o estado limite DL, para vigas ou pilares, segundo o EC8-3 dá-se pela seguinte expressão (19):

$$\theta_{DL} = \Phi_y \cdot \frac{L_V + a_v \cdot z}{3} + 0,0014 \cdot \left( 1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\epsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (19)$$

A capacidade do esforço transversal apenas se calcula para o estado limite de NC, pelo que se for necessário calcular a verificação a algum dos estados limites restantes, aplicam-se as mesmas considerações.

A capacidade de resistência ao esforço transversal cíclico,  $V_R$ , das vigas, pilares e paredes, de acordo com o EC8-3 diminui em função da parte plástica da exigência de ductilidade. Este valor é expresso em termos do coeficiente de ductilidade do deslocamento transversal na extremidade do vão de corte ou da rotação da corda na extremidade do elemento tal como na expressão (20).

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{NC}^{pl}}{\theta_y} \quad (20)$$

O cálculo do esforço transversal dá-se pela seguinte expressão (21).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[ \frac{h-x}{2 \cdot L_V} \cdot \min(N; 0,55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0,05 \cdot \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[ 0,16 \cdot \max(0,5; 100 \cdot \rho_{tot}) \cdot \left( 1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_W \right] \right] \quad (21)$$

A contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal,  $V_W$ , para secções transversais de alma retangular (espessura)  $b_w$ , dá-se pela expressão (22).

$$V_W = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (22)$$

O valor do esforço transversal,  $V_R$ , não deve ser superior ao valor  $V_{NC,max}$  correspondente à rotura por esmagamento da alma ao longo da diagonal da coluna após o escoamento por flexão. A seguinte expressão (23) é aplicável a vigas ou pilares esbeltos.

$$V_{NC,max} = \frac{\frac{4}{7} \cdot (1 - 0,02 \cdot \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \cdot \left( 1 + 1,35 \cdot \frac{N}{A_c \cdot f_c} \right) \cdot (1 + 0,045 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin(2 \cdot \delta) \quad (23)$$

Onde as constantes das expressões anteriores correspondem:

$\gamma_{el}$  - 1.5 para  $\theta_{NC}$ , 1.8 para  $\theta_{NC}^{pl}$  e 1.15 para elementos primários para  $V_R$ ;

$\nu$  - esforço axial reduzido;

$\omega'$  - taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida;

$\omega$  - taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada;

$h$  - altura da secção;

$b$  - largura da secção;

$z$  - braço do binário das forças interiores;

$x$  - altura da zona de compressão;

$A_c$  - área da secção transversal;

$a_v$  - igual a 1,0, caso a força de corte provocada pelo momento de cedência ( $M_y/L_v$ ) seja superior ao esforço resistente do betão, sem armadura transversal ao corte. Caso contrário  $a_v = 0$ ;

$d_{bl}$  - diâmetro médio dos varões longitudinais;

$L_v$  - relação momento/esforço transverso na secção de extremidade;

$f_c$  - tensão de rotura do betão à compressão;

$f_{yw}$  - tensão de cedência dos estribos à tração;

$\rho_{sx}$  - percentagem de armaduras transversais paralelas à direção  $x$  de carregamento;

$\rho_d$  - percentagem de armaduras diagonais;

$\rho_w$  - taxa de armadura de esforço transverso;

$\rho_{tot}$  - taxa de armadura longitudinal total;

$\delta$  - ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar ( $\tan\delta=h/2L_v$ ).

### **2.2.3 Método IV**

O método IV consiste numa metodologia de avaliação probabilística de risco sísmico que foi amplamente desenvolvida ao longo de várias décadas, tanto a nível nacional como internacional (Sousa et al., 2019). O presente método apresenta uma das abordagens mais complexas, envolvendo análises probabilísticas explícitas. Este método permite quantificar os níveis de desempenho sísmico com maior precisão e detalhe, nomeadamente no que diz respeito aos níveis esperados de danos e operacionalidade para diferentes intensidades da procura sísmica.

Devido à sua complexidade, a aplicação do Método IV é recomendada ou justificada apenas para edifícios de alta importância para a segurança pública, ou estruturas de classe de importância mais alta. Exemplos destes edifícios incluem hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, escolas e estruturas de proteção civil (Falcão Moreira, 2022).

# 3 Aplicação da metodologia do EC8-3 à avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício escolar

## 3.1 Caracterização do edifício existente

O caso de estudo a ser desenvolvido incide sobre um dos edifícios da escola Básica D. Dinis, situada na Rua Dr. João Soares, em Leiria. A construção da presente escola data do ano 1982, pelo que iniciou o seu serviço no ano letivo de 1982/1983. O edifício em questão, por se tratar de uma escola, enquadra-se num edifício de classe de importância III.

Para a elaboração da presente dissertação, foram disponibilizados os seguintes elementos:

- Projetos tipo datados de 1977, da Direção Geral das Construções Escolares de fundações e estruturas;
- Levantamento arquitetónico;
- Relatório de inspeção do edifício elaborado pelo Instituto para a Construção Sustentável (ICS).

Em síntese, a escola consiste no conjunto de cinco edifícios independentes, possíveis de verificar na Figura 5. Estes edifícios consistem em três pavilhões denominados de Bloco A, B e C, com uma geometria idêntica entre si, um pavilhão polivalente e um pavilhão ginnodesportivo.

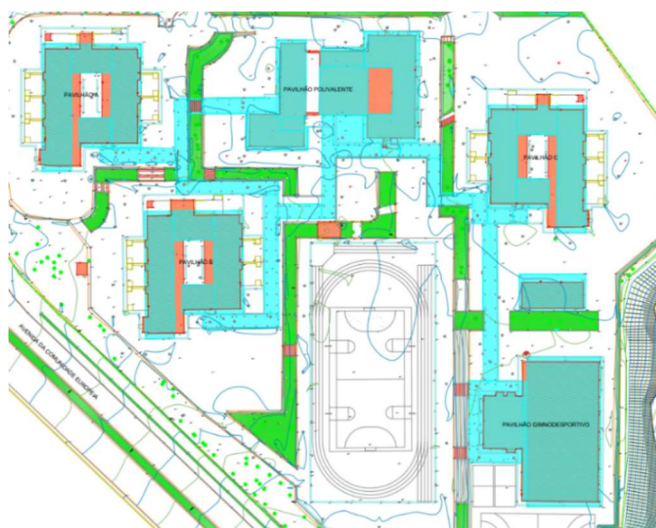
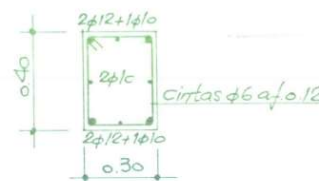
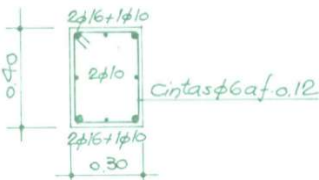
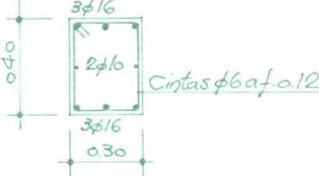
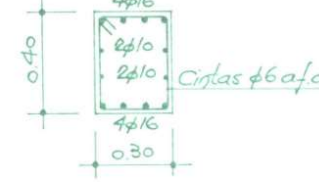
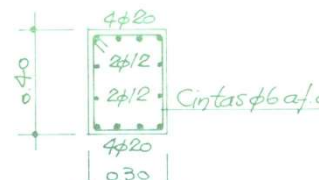


Figura 5 - Planta da Escola EB 2,3 D. Dinis pelo levantamento de Arquitetura



Segundo os projetos tipo fornecidos, foi definido que os pilares de dimensão 0.30 × 0.40 m<sup>2</sup>, apresentam aço A24 para as armaduras longitudinais e cintas e os pilares de dimensão 0.40 × 0.40 m<sup>2</sup>, apresentam aço A40T para as armaduras longitudinais e cintas. A Tabela 9 resume de forma sucinta as cinco secções de pilares que o edifício apresenta, sendo as secções transversais retiradas da planta fornecida. Relativamente às vigas, no edifício em estudo a largura corresponde a 0.30 m e a altura varia principalmente entre os 0.70 m e 0.85 m, com armadura longitudinal de aço A40T e para os estribos aço A24.

Tabela 9 - Geometria dos Pilares

Pilares	B	H	Armadura	Secção Transversal
P101	0.3	0.4	2φ12 + 1φ10 2φ10 2φ12 + 1φ10 Cintas φ6 af. 0.12	
P102	0.3	0.4	2φ16 + 1φ10 2φ10 2φ16 + 1φ10 Cintas φ6 af. 0.12	
P103	0.3	0.4	3φ16 2φ10 3φ16 Cintas φ6 af. 0.12	
P104	0.3	0.4	4φ16 2φ10 2φ10 4φ16 Cintas φ6 af. 0.12	
P105	0.3	0.4	4φ20 2φ12 2φ12 4φ20 Cintas φ6 af. 0.15	

Uma vez que o método de análise adotado para a avaliação da vulnerabilidade da estrutura será pelo método de análise estática não linear, é necessário pelo menos um nível de conhecimento normal, KL2. O relatório disponibilizado demonstra que foram realizados diversos ensaios por todos os edifícios da escola.

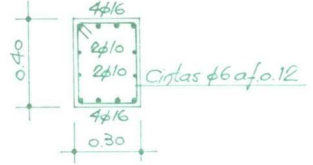

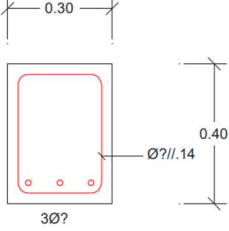
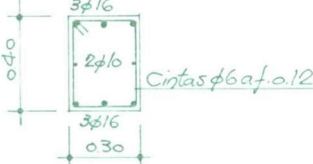

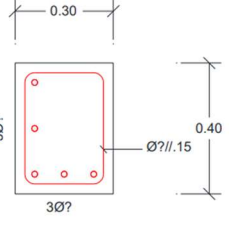
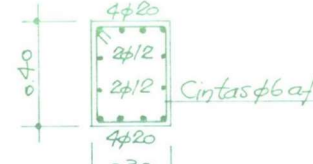

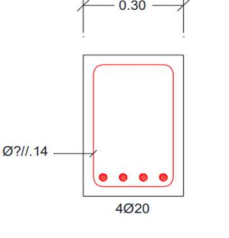
A inspeção visual realizada aos edifícios da escola, demonstrou que os elementos de betão armado que constituem os pórticos da estrutura, se encontram em bom estado de conservação. Apesar de existirem, pontualmente alguns indícios de corrosão nas armaduras das vigas, demonstrando deficiências ao nível da proteção das armaduras, estes indícios não comprometem a capacidade resistente dos elementos de betão armado.

Para realizar o levantamento da geometria e armadura dos elementos estruturais, recorreu-se a um conjunto de sondagens de caracterização. Um dos tipos de sondagens realizadas consistiu na abertura de janelas de inspeção, permitindo a respetiva identificação do número, diâmetros e tipo de varões presentes. Recorreu-se também à utilização de um detetor de armaduras, do tipo *Ferroskan*, para a identificação de varões existentes e o espaçamento entre cintas ou estribos.

A Tabela 10 demonstra os resultados das sondagens realizadas com o detetor de armaduras e janelas de inspeção. O relatório de inspeção do edifício elaborado pelo ICS realizou ensaios por toda a escola, porém, na presente dissertação apenas estão transcritos os resultados para o corpo 1 do edifício do polivalente.

Tabela 10 - Resultado das sondagens com detetor de armaduras e janelas de inspeção (adaptado do relatório de inspeção)

Sondagens	Secção Transversal no projeto de estruturas	Fotografia do Levantamento	Resultado do levantamento do elemento sondado
FER 23 + SAR 06 Pilar 0.30x0.40 m <sup>2</sup>			
FER 24 + SAR 16 Viga 0.30x0.70 m <sup>2</sup>			
FER 26 Pilar 0.30x0.40 m <sup>2</sup>			

<p>FER 27 Pilar 0.30x0.40 m<sup>2</sup></p>			
<p>FER 28 Pilar 0.30x0.40 m<sup>2</sup></p>			
<p>FER 38 + SAR 10 Pilar 0.30x0.40 m<sup>2</sup></p>			

Através da realização das sondagens, foi possível concluir que houve uma quase total concordância entre o projeto definido com a execução do mesmo. Apenas foram detetadas pequenas discrepâncias entre o espaçamento de estribos e de cintas, que podem ser justificadas pela imprecisão do equipamento ou por alguma ligeira alteração em fase de execução da obra.

Para a caracterização mecânica do betão, realizaram-se ensaios destrutivos que consistiram na extração de carotes seguidos de um ensaio de compressão à rotura. Os ensaios não destrutivos obtiveram-se através do ensaio com o esclerómetro de *Schmidt*. É possível visualizar os resultados dos respetivos ensaios na Tabela 11 e Tabela 12.

Tabela 11 – Resultados dos ensaios de compressão das carotes de betão

Provete	Massa	Massa Volúmica	Dimensões			Carga de Rotura	Tensão de Rotura
			h	φ	h/φ		
	kg	kg/m <sup>3</sup>	mm	mm		kN	Mpa
C7 (viga)	1.426	2190	94	94	1.0	183	26.40
C8 (pilar)	1.548	2370	94	94	1.0	298	42.90

Tabela 12 – Resultados dos ensaios com esclerómetro de *Schmidt*

Elemento	Pilar	Pilar	Pilar	Pilar	Pilar	Pilar
Ensaio	ESC21	ESC22	ESC24	ESC25	ESC26	ESC31
1	66.50	56.50	61.00	65.50	65.50	62.00
2	60.50	51.50	65.00	66.00	57.00	55.00
3	62.50	45.50	64.50	64.00	65.00	63.50
4	60.00	56.00	68.50	67.00	55.00	67.00
5	59.00	61.50	61.00	67.00	54.00	66.50
6	55.50	58.00	66.50	61.50	57.00	61.50
7	64.00	56.50	67.00	61.00	57.00	55.50
8	57.00	56.50	63.50	63.50	60.00	59.50
9	54.50	52.50	60.50	65.50	63.50	64.50
10	57.50	55.50	66.50	63.00	59.00	62.00
11	59.00	47.00	60.50	59.00	61.50	49.00
12	63.00	57.50	61.00	54.00	54.00	56.50
Mediana	59.5	56.25	64	63.75	58	61.75
Média	59.92	54.54	63.79	63.08	59.04	60.21
$f_{c,PROCEQ}$	48.18	41.22	59.79	59.08	44.83	41.71

Para a caracterização mecânica do aço extraíram-se varões de aço para posteriormente serem realizados ensaios de tração dos varões de aço em elementos de betão armado. Deste modo, foi possível identificar as características de cada um dos aços ensaiados e atribuir a respetiva classificação, com base nos valores de tensão de cedência e de rotura obtidos, de acordo com as classes estabelecidas pelo Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) em vigor na época da construção.

De acordo com o relatório de inspeção do edifício elaborado pelo ICS, foram estimadas as capacidades resistentes dos elementos estruturais de acordo com os dados fornecidos dos ensaios, com a informação presente no projeto tipo de estruturas e segundo a regulamentação e os materiais usados na época da construção.

Deste modo, os valores adotados para o betão são os seguintes:

- Valor médio da resistência à compressão do betão  $f_{cm} = 36.11$  MPa (resistência normalizada);
- Valor médio do módulo de elasticidade  $E_{cm} = 31$  GPa.

Relativamente ao aço em varão, foram consideradas as seguintes propriedades, respetivamente para o aço A24 e A40:

- Valor médio da tensão de cedência,  $f_{ym}$ , de 307 MPa;
- Valor médio da tensão de cedência,  $f_{ym}$ , de 491 MPa;

Para quantificar a ação sísmica em Leiria, de acordo com o anexo NA-1 do EC8-3, mostra-se na Tabela 13 a aceleração máxima de referência para a zona de Leiria.

Tabela 13 – Aceleração máxima de referência para a zona de Leiria

Concelho - Leiria	Ação Sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
Zona Sísmica	1.5	2.4
Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	0.6	1.1

De acordo com o EC8-3, tratando-se de um edifício existente com classe de importância III e enquadrado na avaliação de vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes, é necessário afetar estes valores por coeficientes multiplicativos. Para a classe de importância III, em Portugal é necessário verificar todos os estados limites.

Deste modo, a Tabela 14 devolve os coeficientes multiplicativos para cada estado-limite.

Tabela 14 - Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da NP EN 1998-3

Estado Limite	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
De colapso iminente (NC)	1.62	1.33	1.22
De danos severos (SD)	0.75	0.84	0.89
De limitação de dano (DL)	0.29	0.47	0.55

A Tabela 15 demonstra os resultados relativos à aceleração máxima de referência para a aplicação do EC8-3.

Tabela 15 - Aceleração  $a_g$  (g), Leiria

Concelho - Leiria	Ação Sísmica					
	Tipo 1			Tipo 2		
	DL	SD	NC	DL	SD	NC
Aceleração $a_g$ (g)	0.026	0.067	0.144	0.066	0.118	0.186

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o Anexo Nacional do EC8-1, aplicando também a redução de 10% da ação sísmica prevista na Portaria n.º 302/2019.

As seguintes Figura 8, Figura 9 e Figura 10, demonstram respetivamente os espectros de resposta elástica separados por cada estado limite com as duas zonas sísmicas, considerando um tipo de terreno B, que foi o tipo de terreno considerado no relatório disponibilizado.

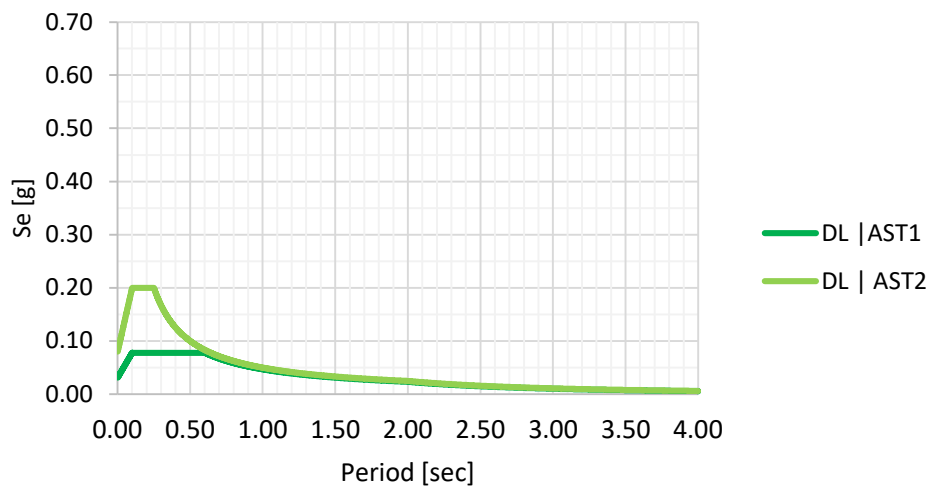


Figura 8 - Espectro de resposta, DL

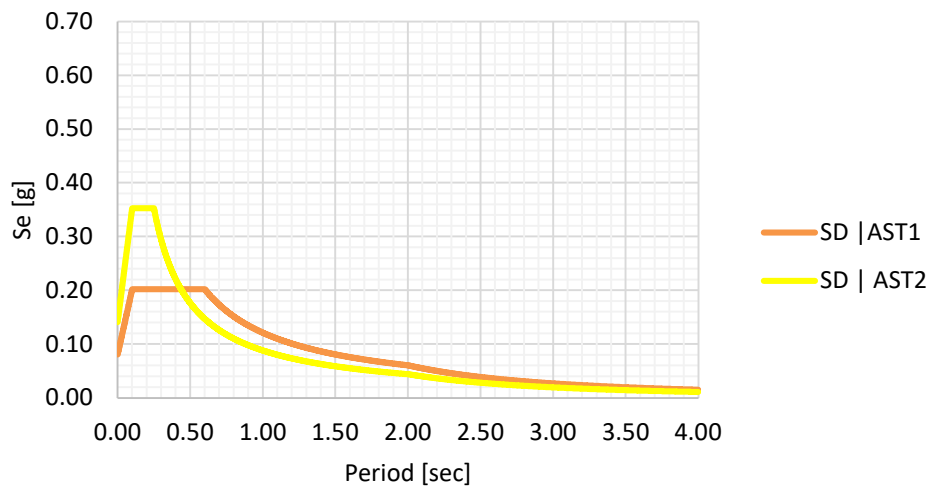


Figura 9 - Espectro de resposta, SD

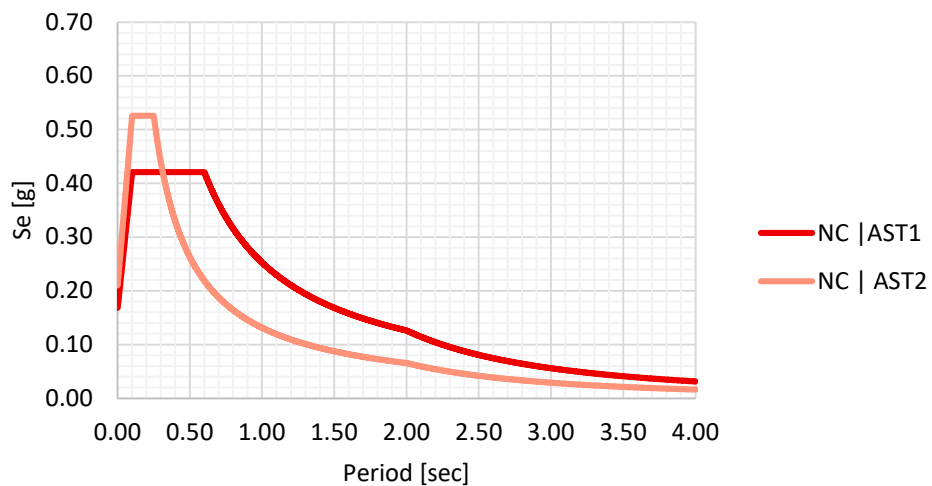


Figura 10 - Espectro de resposta, NC

## 3.2 Análise Estática não linear

### 3.2.1 Modelação

Análise estática não linear, mais vulgarmente conhecida por análise *pushover* apresenta dois tipos de análise: convencional e adaptativa. A análise *pushover* convencional consiste na aplicação e aumento monotónico de um padrão pré-definido de forças horizontais por piso, que é mantido constante ao longo de toda a análise (Antoniou & Pinho, 2004). Por não existir variação deste padrão de forças, esta análise ignora a degradação progressiva da rigidez da estrutura, a alteração das características modais, o alongamento do período da estrutura à medida que a estrutura entra no regime inelástico e as contribuições superiores dos modos de vibração (Chopra & Goel, 2002). A análise *pushover* adaptativa supera as limitações do método convencional. Esta análise atualiza constantemente a distribuição das forças laterais à medida que a estrutura acumula danos e entra no regime não linear (Antoniou & Pinho, 2004).

Neste caso, foi utilizada uma análise convencional dado que a estrutura em estudo é de apenas um grau de liberdade.

A ferramenta de cálculo e de modelação utilizada no presente trabalho foi o software *SeismoStruct*, versão do ano 2025, desenvolvido pela SeismoSoft. Este programa é capaz de simular o comportamento dos deslocamentos de estruturas sobre cargas estáticas, ou dinâmicas tendo em conta a não linearidade geométrica e a inelasticidade dos materiais.

Um dos primeiros passos a realizar no *SeismoStruct* é a definição dos materiais. Para a definição do aço A24, e seguidamente do aço A40, utilizou-se o modelo de Menegotto-Pinto por representar bem comportamento cíclico do aço. Para a caracterização do betão, utilizou-se o modelo Mander *et al*, pois permite representar a resistência do betão quando confinado por armaduras transversais em elementos comprimidos. Estes dois modelos prevalecem como os modelos mais adotados para a análise não linear (Sousa, 2015). A seleção errada destes modelos, nomeadamente do aço, em diversos estudos aponta para um impacto significativo nos deslocamentos máximos e residuais calculados (Sousa, 2015).

O segundo passo na modelação do edifício é a definição das secções a introduzir no modelo, na barra de tarefas do software denominada de *Sections*. Para tal criou-se uma secção para cada elemento do edifício, deste modo, na eventualidade de apenas ter de alterar a secção de alguns elementos, é possível alterar apenas nos elementos pretendidos.

O passo seguinte na modelação corresponde à definição do *Element Class*. Esta opção permite escolher o tipo de elemento que melhor representa o comportamento estrutural pretendido. O elemento optado foi *infrmFB*, uma vez que possibilita a modelação rigorosa de pilares e vigas, ao considerar explicitamente o comportamento inelástico distribuído ao longo de todo o membro estrutural. A seguinte Figura 11 demonstra como foi caracterizado um elemento correspondente a um pilar.

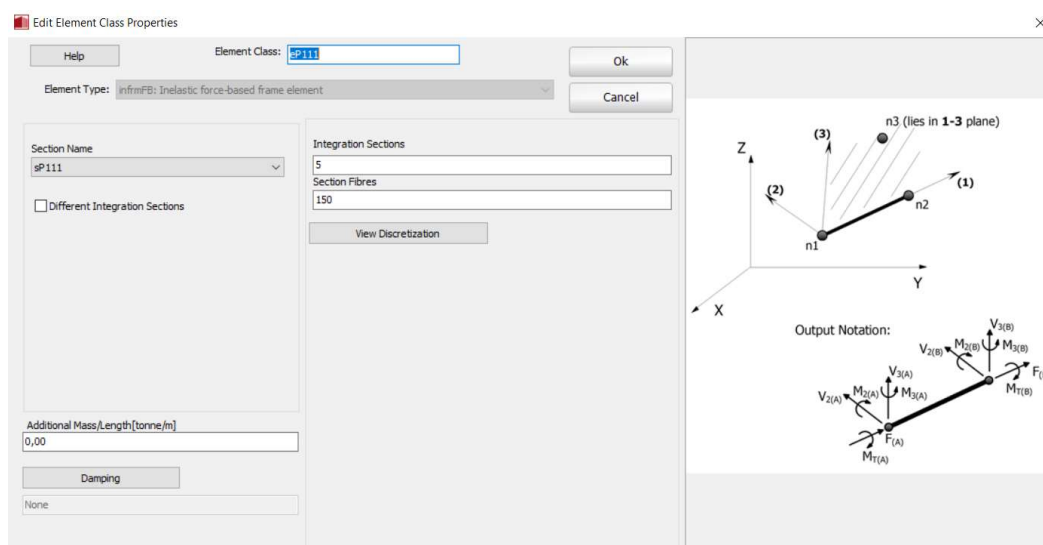


Figura 11 - *Element Class* de um Pilar em *Seismostruct*

Para simular as ações a que a estrutura está sujeita e por não se ter simulado as lajes, acrescentou-se o fator *Additional Mass*, este parâmetro permite representar as cargas permanentes ou não modeladas diretamente na geometria, nas vigas, para tal, seguiu-se o seguinte procedimento de cálculo:

Tabela 16 - Peso próprio da laje de piso da cobertura

Laje do Piso 1	Total	
Peso Próprio da Laje	3.5	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	1.5	kN/m <sup>2</sup>
<b>G</b>	<b>5.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

$$Massa\ vibrante = 5.0\ kN \cdot (13.5\ m \cdot 29.25\ m) = 1974.38\ kN = 201.26\ ton \quad (24)$$

$$Massa\ vibrante = Additional\ mass \cdot L_{total\ das\ vigas} \quad (25)$$

$$201.26 = Additional\ mass \cdot 155.25 \rightarrow Additional\ mass \cong 1.30\ ton \quad (26)$$

O seguinte passo na modelação do edifício, é a criação dos nós, *nodes*. Estes servem como pontos de auxílio para conectar os elementos criados. Para unir os elementos recorre-se ao menu *Element Connectivity* que permite a modelação dos elementos do edifício ao aplicar a secção criada, o tipo de elemento e os nós de início e fim.

Desta forma é possível obter a modelação em *Seismostruct* tal como demonstrado na Figura 12. Para simular as lajes como um diafragma rígido, foram aplicadas treliças em cruzeta, replicando o efeito de uma laje.

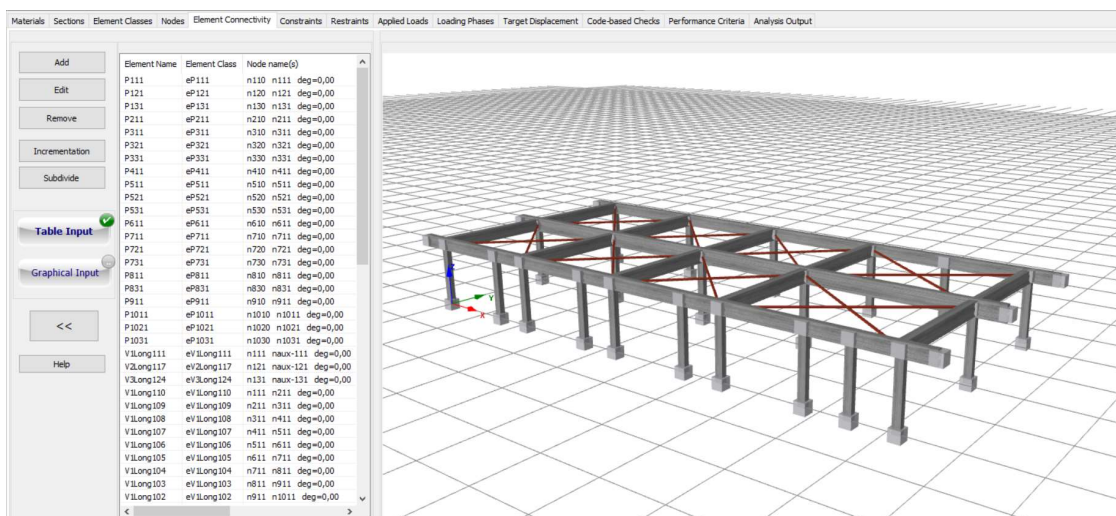


Figura 12 - Modelação do caso de estudo em *Seismostruct*

A análise *pushover* realiza-se para cada direção e sentido do edifício, uma vez que não é simétrico. Neste caso de estudo, esta análise será realizada na direção longitudinal e transversal, mas apenas num sentido dado que, apesar de o edifício não ser totalmente simétrico, os resultados obtidos pelas análises nos dois sentidos apresentaram diferenças inexpressivas.

Para tal, e para cada análise, mudam-se as restrições nos apoios da estrutura, desta forma, quando se realiza a análise *pushover*, o edifício não torce e por isso os resultados não são afetados. Em suma, a análise *pushover* consiste na aplicação de um sistema de cargas laterais, aplicado ao nível da massa da estrutura, que aumenta monotonicamente, de modo a simular as forças de inércia dinâmicas devido à componente horizontal da ação sísmica.

Foi aplicado um vetor de carga em cada direção. Na direção transversal, foram aplicadas cinco cargas de 0.20 kN cada e na direção longitudinal, foram aplicadas três cargas diferentes, pelo facto de cada pórtico ter uma inércia diferente, correspondendo 0.48kN ao pórtico com 10 pilares, 0.28kN ao pórtico com 6 pilares e 0.24kN ao pórtico com 5 pilares. Opta-se que o somatório das cargas seja igual a 1kN para que o fator de carga na análise *pushover* represente força de corte basal.

De seguida, e após a correta caracterização dos espectros de resposta elástica e definição do nó de controlo, é possível obter a curva de capacidade para cada direção, tal como as seguintes Figura 13 e Figura 14 demonstram. A curva de capacidade é o resultado da análise *pushover* e representa a variação da resistência total à força cortante na base (*base shear*) em função do deslocamento do nó de controlo.

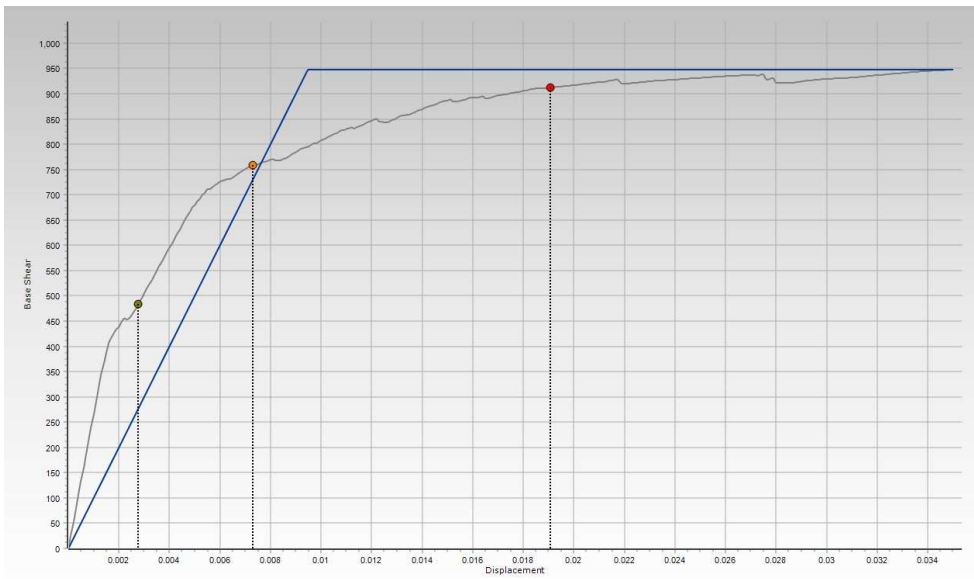


Figura 13 - Curva de capacidade na direção longitudinal (XX)

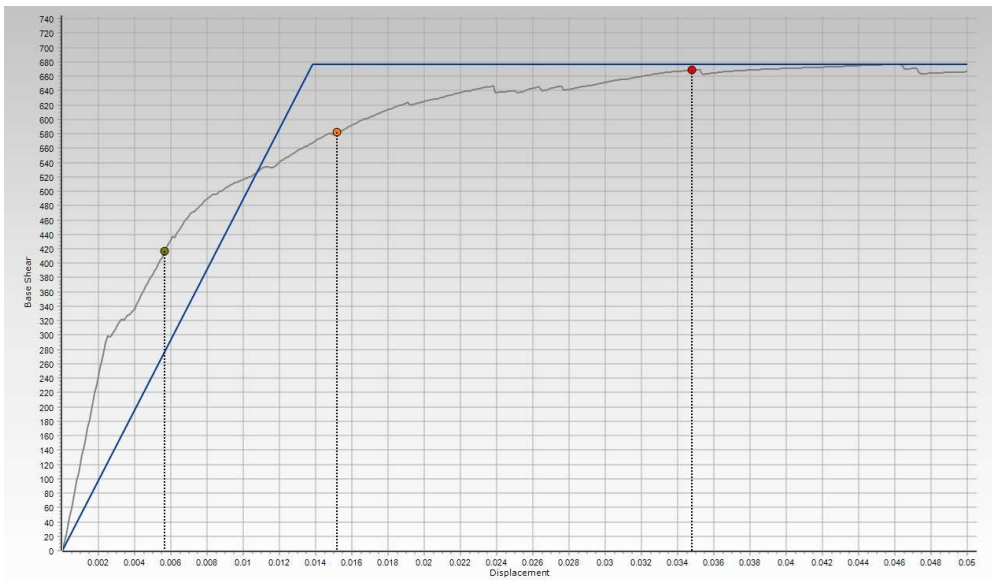


Figura 14 - Curva de capacidade na direção transversal (YY)

### 3.2.2 Deslocamento alvo e exigências

Seguindo o Anexo B do EC8-1, obtém-se a determinação do deslocamento alvo para a análise estática não linear pushover. O deslocamento alvo corresponde ao deslocamento expectável, no nó de controlo, quando a estrutura estiver sujeita a aquela intensidade sísmica. Este anexo corresponde ao método N2 de Fajfar e Fischinger, sabendo que primeiramente este método transforma a curva pushover na curva de um oscilador de 1 grau de liberdade, no caso no edifício em questão, este passo seria ignorado pois o fator de transformação seria equivalente a 1, uma vez que a estrutura apresenta apenas 1 grau de liberdade.

Através da aplicação deste método, iria-se obter os deslocamentos alvo, target displacements, utilizando a curva pushover segundo x, a curva pushover segundo y e os 6 espetros de resposta anteriormente obtidos.

O software Seismostruct calcula internamente estes valores, pelo que o presente método não foi aplicado. Este método aplicado pelo software, demonstra resultados plausíveis (Falcão Moreira, 2022), e por este motivo foram esses os valores considerados.

Encontram-se em anexo a Tabela Anexo 1, Tabela Anexo 2, Tabela Anexo 3 e Tabela Anexo 4 que apresentam as exigências da estrutura para cada direção analisada e cada estado limite.

À medida que os resultados estavam a ser tratados, chegou-se a algumas conclusões. Para os estados limites de DL e SD, a ação sísmica mais condicionante é a AST2 e para o estado limite de near collapse, a AST2 é mais condicionante em períodos curtos, mas para o caso de estudo, o período vai ficando mais longo devido à fendilhação da estrutura, por esse motivo, em NC a ação sísmica mais condicionante será a AST1.

### **3.3 Determinação da capacidade de elementos dúcteis e frágeis**

Para o cálculo da capacidade dos elementos dúcteis para o estado limite de NC, recorreu-se à expressão do EC8-3, à qual foi aplicado o fator de 0.8 devido à presença de varões lisos. De forma análoga, o cálculo da parte plástica da capacidade de rotação da corda dos elementos de betão, considerou-se o fator redutor de 0.75. Para o cálculo de vão de corte foi usada a seguinte simplificação,  $L_s = L/2$ , demonstrada por (Romão, 2012), que concluiu que os resultados apresentados para os cálculos das capacidade, demonstram uma precisão aceitável.

Para o cálculo da rotação da corda do estado limite de SD e de DL, foram utilizadas as expressões na integra do EC8-3 e anteriormente expostas no capítulo 2.

Para a obtenção das capacidades para os elementos frágeis, os valores obtidos em termos de esforço transversal, seguiram-se as expressões do EC8-3.

Em anexo remete-se para a Tabela Anexo 5, Tabela Anexo 6 e Tabela Anexo 7 que expõem os valores calculados das capacidades segundo o EC8 para o caso de estudo. Para obter estes valores, recorreu-se à ferramenta de cálculo Excel, programando cada célula com as expressões anteriores.

### 3.4 Demonstração dos resultados

Para se realizar a avaliação da vulnerabilidade sísmica é necessário comparar as exigências, obtidas pela análise *pushover* com as capacidades calculadas.

Os resultados são expressos em termos de rácios de exigência/capacidade, para cada secção de controlo *i*, em que um valor inferior ou igual a 1,0 representa uma situação segura. As secções de controlo *i*, são colocadas na base e no topo dos pilares pois é nessas zonas que se espera que se desenvolva a não linearidade.

Os resultados apresentados são relativos aos pilares pois, em edifícios com pouca ou nenhuma disposição sísmica, quando sujeitos a cargas laterais, estes tendem a apresentar uma concentração de deformações ao nível das extremidades dos pilares e não nas vigas (Sousa et al., 2019).

A seguinte Tabela 17 apresenta os valores dos rácios E/C para as rotações da corda e para o esforço transversal em cada estado limite. Os valores das exigências resultam da envolvente das ações sísmicas tipo 1 e tipo 2, correspondendo ao valor mais desfavorável.

Tabela 17 – Rácios E/C

E/C Rotação	NC	SD	DL	E/C Corte	NC	SD	DL
P111	0.3043	0.1776	0.3271	P111	0.8020	0.6479	0.5904
P121	0.3150	0.1835	0.3211	P121	0.9679	0.6749	0.5446
P131	0.3058	0.1780	0.3203	P131	0.8684	0.6276	0.5320
P211	0.3015	0.1716	0.3106	P211	0.6038	0.6570	0.5986
P311	0.3071	0.1789	0.3312	P311	0.7080	0.6961	0.6027
P321	0.3345	0.1950	0.3296	P321	0.7557	0.6771	0.5972
P331	0.3165	0.1840	0.3288	P331	0.8054	0.6927	0.6649
P411	0.2999	0.1710	0.3125	P411	0.6485	0.6453	0.5796
P511	0.3045	0.1771	0.3297	P511	0.7281	0.6934	0.5906
P521	0.3291	0.1918	0.3281	P521	0.7177	0.6328	0.5793
P531	0.3118	0.1810	0.3273	P531	0.7773	0.6771	0.6209
P611	0.3008	0.1731	0.3167	P611	0.6487	0.6448	0.5749
P711	0.3027	0.1763	0.3278	P711	0.7297	0.6957	0.5833
P721	0.3334	0.1937	0.3204	P721	0.8045	0.6743	0.5510
P731	0.3085	0.1786	0.3252	P731	0.7594	0.6500	0.6375
P811	0.2554	0.1418	0.2453	P811	0.6495	0.6412	0.5704
P831	0.2834	0.1484	0.2484	P831	0.5525	0.6486	0.5574
P911	0.2689	0.1491	0.2677	P911	0.5722	0.5609	0.5072
P1011	0.2963	0.1716	0.3209	P1011	0.9286	0.7069	0.6663
P1021	0.3166	0.1836	0.3086	P1021	1.2684	0.8649	0.6505
P1031	0.2996	0.1736	0.3181	P1031	0.8975	0.7061	0.6723

As relações E/C são apresentadas graficamente na Figura 15 e Figura 16, para apresentar uma melhor visão dos resultados globais.

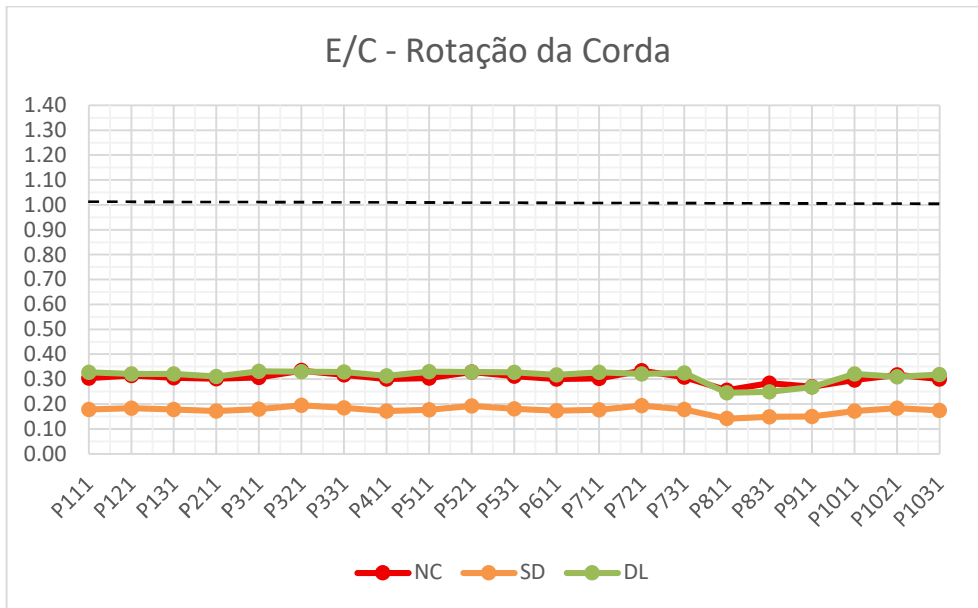


Figura 15 - Rácio E/C para rotação da corda para cada estado limite

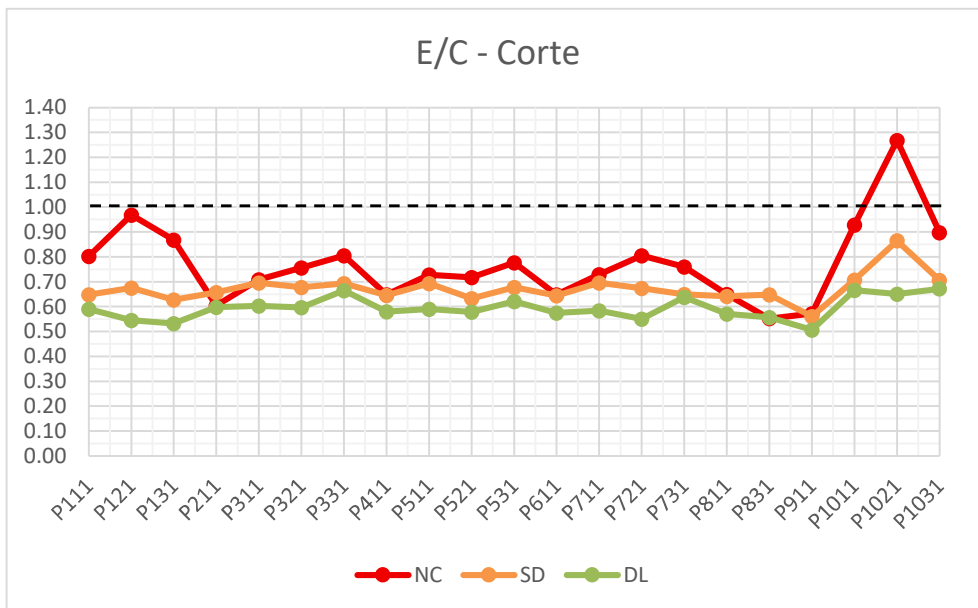


Figura 16 - Rácio E/C para corte para cada estado limite

Após a análise dos resultados, verifica-se que o pilar P1021 não verifica ao esforço transversal para o estado limite de NC e os pilares P121 e P1011 quase não verificam para o mesmo estado limite.

A Figura 17 identifica na planta estrutural o pilar que necessita de reforço. Deste modo, é possível verificar, de forma mais direta, que um dos maiores vãos das vigas estão a incidir sobre o pilar em questão. A salientar que, em fase de projeto, este pilar foi dimensionado com maior quantidade de armadura longitudinal relativamente aos restantes, o que evidencia que este pilar foi identificado como um dos elementos mais solicitados da estrutura.

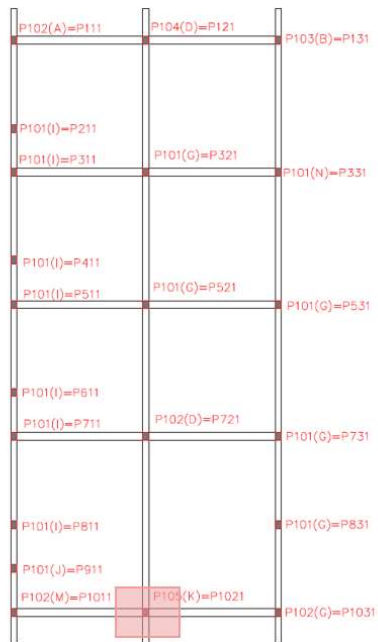


Figura 17 - Planta estrutural com identificação do pilar a necessitar de reforço

Isto demonstra que as primeiras regulamentações que consideravam ações sísmicas, não estavam devidamente preparadas para a quantificação desta ação. Apesar do pilar ser fortemente armado, com armadura de flexão, em comparação com os restantes pilares do edifício, resulta em ser o que menos armadura de estribo apresenta, pois, o seu espaçamento aumentou, resultando em roturas por corte.



# 4 Considerações finais

## 4.1 Conclusão

Este trabalho teve como objetivo realizar a avaliação de vulnerabilidade sísmica de um edifício, com classe de importância III, em betão armado, de acordo com o EC8-3. O processo consistiu na caracterização do edifício, seguida da sua modelação, aplicação de uma análise *pushover* e a comparação de resultados entre as exigências obtidas e as capacidades da estrutura

O EC8-3 adota uma metodologia substancialmente diferente da utilizada no projeto de estruturas novas, não sendo esta contemplada na formação do mestrado em Engenharia Civil. O caso de estudo, sendo de classe de importância III, obriga a definição de três níveis de intensidade sísmicas, para verificar diferentes para três estados limites.

A possibilidade de realizar a presente dissertação permitiu contactar com uma abordagem completamente nova, pois proporcionou o estudo de estruturas existentes, com regulamentações que não são capazes de suportar a ação sísmica. Estas análises carecem de bastante cuidado pois não se sabe como as estruturas vão romper, ao contrário da regulamentação atual que controla os modos de rotura.

Segundo o EC8-3 a análise admissível a utilizar, correspondeu à análise estática não linear. Para este tipo de análise, recorreu-se ao software SeismoStruct, que foi essencial para a adquirir conhecimento prático tanto sobre este tipo de ferramenta como para a aplicação do método.

Concluindo a análise de vulnerabilidade sísmica, os resultados demonstraram que um pilar não verifica a esforço transversal para o estado limite de NC e dois pilares estão no limiar de não verificarem a segurança para o mesmo estado limite

Sabendo que o seguimento de um relatório de vulnerabilidade sísmica, é expor e dimensionar soluções de reforço, é proposto o reforço do pilar que não verificou a segurança, o reforço com fibras de carbono (FRP). Uma vez que o edifício em estudo é uma escola, e a necessidade de reforço é localizada, apenas para um pilar na extremidade do edifício, sugere-se que a intervenção seja realizada durante as interrupções letivas de verão de modo a não afetar o bom funcionamento da escola.

Para a escolha da solução técnica mais adequada a utilizar, deve-se ter em conta a compatibilidade de técnicas com a planta do edifício, com os custos associados e possíveis manutenções a executar.

Dado que muitos edifícios em Portugal, foram dimensionados antes das exigências regulamentares serem mais rigorosas, é de extrema importância, as pessoas tenham acesso a um relatório de vulnerabilidade sísmica do edifício em que habitam. Deste modo, é possível antecipar potenciais riscos e adotar medidas preventivas, assegurando a segurança das pessoas.

Ao conhecer o nível de desempenho sísmico da estrutura, torna-se possível decidir sobre a necessidade de reforço e, assim, minimizar a vulnerabilidade estrutural devido a catástrofes.

## **4.2 Trabalhos futuros**

No seguimento da realização deste trabalho, sugerem-se propostas relevantes para futuros trabalhos: 1) dimensionamento do reforço estrutural do edifício estudado, uma vez que existe essa necessidade e é o seguimento lógico de um relatório de vulnerabilidade sísmica; 2) Realização da análise de vulnerabilidade sísmica aos corpos adjacentes do edifício do polivalente.

# Referências

- Antoniou, S., & Pinho, R. (2004). ADVANTAGES AND LIMITATIONS OF ADAPTIVE AND NON-ADAPTIVE FORCE-BASED PUSHOVER PROCEDURES. In *JEE Journal of Earthquake Engineering* (Vol. 8, Issue 4). [www.worldscientific.com](http://www.worldscientific.com)
- Baritto, F. (2008). *Disasters, Vulnerability and Resilience from a Macro-economic Perspective: Lessons from the empirical evidence*.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561–582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Costa, A. G. da. (1989). Análise Sísmica de Estruturas Irregulares. *Faculdade de Engenharia Da Universidade Do Porto*.
- EC8-1. (2004). *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt)
- EC8-3. (2005). *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios*. [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt)
- Egawa, S., Ishii, T., Furukawa, H., Fujita, M., Abe, Y., Sakamoto, A., Inaba, Y., Ono, K., Harigae, H., Tsuboi, M., Kuriyama, S., & Sasaki, H. (2024). The 2024 Noto Peninsula Earthquake and the Strategy of Medical Assistance from the Tohoku University Hospital. *Tohoku Journal of Experimental Medicine*, 262(1), 45–49. <https://doi.org/10.1620/tjem.2024.J010>
- Estudo do Risco Sísmico e de Tsunamis do Algarve*. (2010). [www.proxiv.pt](http://www.proxiv.pt)
- Falcão Moreira, R. (2022). *SEISMIC RISK REDUCTION OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS RETROFITTED WITH STEEL BRACES*.
- Fardis, M. N. (2009). *SEISMIC DESIGN, ASSESSMENT AND RETROFITTING OF CONCRETE BUILDINGS*. <http://www.springer.com/series/6011>
- Ferreira, J. M. Q. G. (2013). *Da sismicidade à ciência dos sismos*.
- Mpampatsikos, V., Nascimbene, R., & Petrini, L. (2008). A critical review of the R.C. frame existing building assessment procedure according to eurocode 8 and Italian seismic code. *Journal of Earthquake Engineering*, 12, 52–82. <https://doi.org/10.1080/13632460801925020>
- Rafferty, J. P. (2024, August 16). *Kahramanmaraş earthquake of 2023*. Encyclopedia Britannica. <https://www.britannica.com/event/2023-Turkey-Syria-earthquake>

Romão, X. das N. (2012). *DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC METHODS FOR STRUCTURAL SEISMIC SAFETY ASSESSMENT*.

Sousa, R. (2015). *Development and Verification of Innovative Modelling Approaches for the Analysis of Framed Structures Subjected to Earthquake Action EARTHQUAKE ENGINEERING AND ENGINEERING SEISMOLOGY* Obtained in the framework of the Doctoral Programme in *Understanding and Managing Extremes*.

Sousa, R., Campos Costa, A., & Costa, A. (2019). *Metodologia para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes baseada em análises de fiabilidade estrutural – Edifícios de betão armado*.  
www.lnec.pt

Weatherill, G., & Danciu, L. (2021). European Seismic Risk Model (ESRM20) Citation advice. *European Seismic Risk Model, ESRM20*. <https://doi.org/10.7414/EUC-EFEHR-TR002-ESRM20>

Yuhi, M., Umeda, S., Arita, M., Ninomiya, J., Gokon, H., Arikawa, T., Baba, T., Imamura, F., Kawai, A., Kumagai, K., Kure, S., Miyashita, T., Suppasri, A., Nobuoka, H., Shibayama, T., Koshimura, S., & Mori, N. (2024). Post-event survey of the 2024 Noto Peninsula earthquake tsunami in Japan. *Coastal Engineering Journal*, 66(3), 405–418. <https://doi.org/10.1080/21664250.2024.2368955>

# Anexo

Tabela Anexo 1 - Exigências de rotação da corda, *chord rotation*, para cada estado limite na direção XX

XX	CR	
	Bot	Top
NC		
P111	0.00547	0.00504
P121	0.00534	0.00415
P131	0.00535	0.00376
P211	0.00540	0.00549
P311	0.00537	0.00518
P321	0.00534	0.00537
P331	0.00534	0.00539
P411	0.00533	0.00536
P511	0.00531	0.00514
P521	0.00530	0.00522
P531	0.00530	0.00507
P611	0.00528	0.00532
P711	0.00527	0.00508
P721	0.00527	0.00493
P731	0.00527	0.00532
P811	0.00525	0.00532
P831	0.00526	0.00522
P911	0.00525	0.00522
P1011	0.00525	0.00487
P1021	0.00525	0.00526
P1031	0.00525	0.00495

XX	CR	
	Bot	Top
SD		
P111	0.00261	0.00228
P121	0.00253	0.00195
P131	0.00253	0.00131
P211	0.00255	0.00260
P311	0.00253	0.00236
P321	0.00250	0.00251
P331	0.00251	0.00253
P411	0.00249	0.00251
P511	0.00248	0.00230
P521	0.00247	0.00242
P531	0.00247	0.00227
P611	0.00245	0.00248
P711	0.00244	0.00225
P721	0.00245	0.00209
P731	0.00245	0.00251
P811	0.00243	0.00249
P831	0.00244	0.00235
P911	0.00242	0.00239
P1011	0.00242	0.00216
P1021	0.00243	0.00269
P1031	0.00243	0.00228

XX	CR	
	Bot	Top
DL		
P111	0.00154	0.00123
P121	0.00147	0.00097
P131	0.00148	0.00076
P211	0.00149	0.00155
P311	0.00147	0.00131
P321	0.00144	0.00145
P331	0.00144	0.00146
P411	0.00143	0.00146
P511	0.00142	0.00126
P521	0.00142	0.00137
P531	0.00141	0.00123
P611	0.00140	0.00143
P711	0.00139	0.00122
P721	0.00140	0.00106
P731	0.00139	0.00145
P811	0.00138	0.00143
P831	0.00138	0.00130
P911	0.00137	0.00134
P1011	0.00137	0.00112
P1021	0.00138	0.00174
P1031	0.00138	0.00123

Tabela Anexo 2 - Exigências de rotação da corda, *chord rotation*, para cada estado limite na direção YY

YY	CR	
	Bot	Top
NC		
P111	0.00972	0.00922
P121	0.00971	0.00963
P131	0.00970	0.00956
P211	0.00954	0.00789
P311	0.00972	0.00909
P321	0.00970	0.00971
P331	0.00970	0.00955
P411	0.00956	0.00789
P511	0.00971	0.00906
P521	0.00969	0.00971
P531	0.00968	0.00953
P611	0.00959	0.00750
P711	0.00965	0.00831
P721	0.00968	0.00968
P731	0.00967	0.00950
P811	0.00814	0.00447
P831	0.00896	0.00716
P911	0.00865	0.00543
P1011	0.00961	0.00822
P1021	0.00964	0.00954
P1031	0.00964	0.00953

YY	CR	
	Bot	Top
SD		
P111	0.00426	0.00382
P121	0.00424	0.00421
P131	0.00423	0.00412
P211	0.00407	0.00259
P311	0.00425	0.00370
P321	0.00423	0.00424
P331	0.00423	0.00412
P411	0.00409	0.00258
P511	0.00423	0.00369
P521	0.00422	0.00425
P531	0.00422	0.00409
P611	0.00414	0.00260
P711	0.00422	0.00360
P721	0.00420	0.00422
P731	0.00420	0.00404
P811	0.00339	0.00101
P831	0.00352	0.00189
P911	0.00359	0.00137
P1011	0.00417	0.00315
P1021	0.00419	0.00416
P1031	0.00419	0.00404

YY	CR	
	Bot	Top
DL		
P111	0.00211	0.00174
P121	0.00210	0.00209
P131	0.00210	0.00202
P211	0.00197	0.00092
P311	0.00210	0.00166
P321	0.00209	0.00209
P331	0.00209	0.00200
P411	0.00198	0.00092
P511	0.00209	0.00166
P521	0.00208	0.00208
P531	0.00208	0.00198
P611	0.00201	0.00092
P711	0.00208	0.00161
P721	0.00207	0.00207
P731	0.00207	0.00195
P811	0.00156	0.00007
P831	0.00158	0.00044
P911	0.00170	0.00032
P1011	0.00207	0.00162
P1021	0.00206	0.00207
P1031	0.00206	0.00191

Tabela Anexo 3 - Exigências de corte, *shear*, para cada estado limite na direção XX

XX	SH
NC	Bot / Top
P111	41.53
P121	66.86
P131	49.58
P211	29.33
P311	34.31
P321	49.37
P331	44.11
P411	31.03
P511	35.41
P521	44.81
P531	41.82
P611	30.86
P711	35.60
P721	59.15
P731	39.59
P811	31.54
P831	27.79
P911	26.60
P1011	46.13
P1021	100.48
P1031	46.22

XX	SH
SD	Bot / Top
P111	33.55
P121	46.62
P131	35.83
P211	31.92
P311	33.73
P321	44.24
P331	37.94
P411	30.88
P511	33.73
P521	39.51
P531	36.43
P611	30.67
P711	33.95
P721	49.58
P731	33.88
P811	31.14
P831	32.63
P911	26.07
P1011	35.11
P1021	68.52
P1031	36.36

XX	SH
DL	Bot / Top
P111	30.58
P121	37.62
P131	30.37
P211	29.08
P311	29.20
P321	39.02
P331	36.41
P411	27.73
P511	28.72
P521	36.17
P531	33.40
P611	27.35
P711	28.46
P721	40.52
P731	33.23
P811	27.70
P831	28.04
P911	23.58
P1011	33.10
P1021	51.53
P1031	34.62

Tabela Anexo 4 - Exigências de corte, *shear*, para cada estado limite na direção YY

YY	SH
NC	Bot / Top
P111	31.37
P121	50.89
P131	39.25
P211	22.48
P311	26.03
P321	34.84
P331	32.47
P411	22.02
P511	25.76
P521	32.83
P531	31.45
P611	20.86
P711	25.13
P721	43.61
P731	30.34
P811	22.94
P831	23.14
P911	20.40
P1011	29.91
P1021	69.39
P1031	33.52

YY	SH
SD	Bot / Top
P111	27.47
P121	38.17
P131	31.86
P211	21.70
P311	24.59
P321	32.80
P331	28.81
P411	21.52
P511	24.54
P521	30.68
P531	27.72
P611	21.35
P711	24.82
P721	40.34
P731	26.46
P811	18.72
P831	22.68
P911	17.37
P1011	24.27
P1021	47.37
P1031	29.61

YY	SH
DL	Bot / Top
P111	23.02
P121	27.69
P131	24.29
P211	16.34
P311	20.68
P321	29.32
P331	26.96
P411	16.29
P511	20.65
P521	28.01
P531	26.44
P611	16.33
P711	20.55
P721	33.87
P731	25.43
P811	12.19
P831	16.16
P911	13.79
P1011	21.37
P1021	31.91
P1031	25.64

Tabela Anexo 5 – Capacidade de Rotação da Corda do edifício em estudo segundo EC8

Secção	N <sub>EdG</sub> kN	h m	b m	f <sub>cm</sub> MPa	f <sub>ym</sub> MPa	f <sub>ctk</sub> MPa	f <sub>ctd</sub> MPa	f <sub>yk</sub> MPa	f <sub>td</sub> MPa	f <sub>c</sub> MPa	f <sub>yk</sub> MPa	CF	E <sub>c</sub> GPa	A <sub>s</sub> <sup>+</sup> cm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> <sup>-</sup> cm <sup>2</sup>	ω	ω'	A <sub>sw</sub> cm <sup>2</sup> /m	S <sub>n</sub> m	ρ <sub>sx</sub>
P111	70.52	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	4.81	4.81	0.034	0.034	4.67	0.12	0.001556
P121	179	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	8.04	8.04	0.057	0.057	4.67	0.12	0.001556
P131	92.62	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	6.03	6.03	0.043	0.043	4.67	0.12	0.001556
P211	99.99	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P311	96.07	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P321	356.16	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P331	195.3	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P411	88.82	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P511	101.06	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P521	313.6	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P531	180.64	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P611	84.52	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P711	103.55	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P721	405.63	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	4.81	4.81	0.034	0.034	4.67	0.12	0.001556
P731	154.9	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P811	99.94	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P831	126.8	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P911	67.86	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	3.05	3.05	0.022	0.022	4.67	0.12	0.001556
P1011	38.11	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	4.81	4.81	0.034	0.034	4.67	0.12	0.001556
P1021	221.08	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	12.57	12.57	0.089	0.089	3.73	0.15	0.001244
P1031	66.18	0.4	0.3	36.11	307	22.5	15.00	240	208.70	30.09	255.83	1.2	200	4.81	4.81	0.034	0.034	4.67	0.12	0.001556

Tabela Anexo 6 - Capacidade de Rotação da Corda do edifício em estudo segundo EC8 (continuação)

Secção	v	r	d	d'	z	d <sub>0</sub>	α	L	L <sub>s</sub>	ε <sub>sy</sub>	φ <sub>y</sub>	α <sub>v</sub>	θ <sub>nc</sub>	θ <sub>nc</sub> <sup>pl</sup>	θ <sub>sp</sub>	β <sub>y</sub>	θ <sub>rd</sub>	μ <sub>δ</sub> <sup>pl</sup>
P111	0.020	25	361.0	39	322.0	14.00	0.2444	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03195	0.01987	0.02396	0.01208	0.006464	1.64
P121	0.050	25	361.0	39	322.0	16.00	0.2444	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03082	0.01906	0.02311	0.01176	0.006545	1.62
P131	0.026	25	361.0	39	322.0	16.00	0.2444	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03172	0.01970	0.02379	0.01202	0.006545	1.64
P211	0.028	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03163	0.01964	0.02372	0.01199	0.006350	1.64
P311	0.027	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03165	0.01965	0.02373	0.01199	0.006350	1.64
P321	0.099	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.02902	0.01779	0.02176	0.01123	0.006350	1.58
P331	0.054	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03064	0.01893	0.02298	0.01170	0.006350	1.62
P411	0.021	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03187	0.01981	0.02390	0.01206	0.006350	1.64
P511	0.021	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03187	0.01981	0.02390	0.01206	0.006350	1.64
P521	0.085	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.02951	0.01813	0.02213	0.01138	0.006350	1.59
P531	0.043	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03106	0.01924	0.02330	0.01183	0.006350	1.63
P611	0.021	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03187	0.01981	0.02390	0.01206	0.006350	1.64
P711	0.021	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03187	0.01981	0.02390	0.01206	0.006350	1.64
P721	0.099	25	361.0	39	322.0	14.00	0.2444	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.02902	0.01779	0.02177	0.01124	0.006464	1.58
P731	0.035	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03133	0.01943	0.02350	0.01190	0.006350	1.63
P811	0.021	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03187	0.01981	0.02390	0.01206	0.006350	1.64
P831	0.028	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03160	0.01962	0.02370	0.01198	0.006350	1.64
P911	0.014	25	363.0	37	326.0	11.33	0.2335	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03214	0.02001	0.02411	0.01213	0.006350	1.65
P1011	0.007	25	361.0	39	322.0	14.00	0.2444	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03244	0.02022	0.02433	0.01222	0.006464	1.65
P1021	0.057	25	359.0	41	318.0	20.00	0.2219	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03047	0.01882	0.02285	0.01165	0.006718	1.62
P1031	0.014	25	361.0	39	322.0	14.00	0.2444	3.6	1.8	0.0015350	0.00672	0	0.03216	0.02002	0.02412	0.01214	0.006464	1.65

Tabela Anexo 7 - Capacidade de Corte do edifício em estudo segundo EC8

Secção	f <sub>c</sub> MPa	f <sub>yk</sub> MPa	v <sub>1</sub>	S <sub>n</sub> m	ρ <sub>sx</sub>	ρ <sub>tot</sub>	γ <sub>ed</sub>	d	d'	z	h-x	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup>	L <sub>s</sub> m	μ <sub>δ</sub> <sup>pl</sup>	δ	V <sub>w</sub> kN	V <sub>R</sub> kN	V <sub>R,lim</sub> kN	V <sub>R</sub> kN		
																				MPa	MPa
P111	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.008017	1.15	361.0	39	322.0	267	0.1083	1.8	1.64	0.11066	40.11	51.786	70.517	51.786
P121	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.0134	1.15	361.0	39	322.0	267	0.1083	1.8	1.62	0.11066	40.11	69.074	87.616	69.074
P131	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.01006	1.15	361.0	39	322.0	267	0.1083	1.8	1.64	0.11066	40.11	57.086	76.098	57.086
P211	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.005083	1.15	363.0	37	326.0	267	0.1089	1.8	1.64	0.11066	40.61	48.578	65.408	48.578
P311	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.005083	1.15	363.0	37	326.0	267	0.1089	1.8	1.64	0.11066	40.61	48.453	65.346	48.453
P321	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.005083	1.15	363.0	37	326.0	267	0.1089	1.8	1.58	0.11066	40.61	65.333	73.761	65.333
P331	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.005083	1.15	363.0	37	326.0	267	0.1089	1.8	1.62	0.11066	40.61	64.764	68.490	64.764
P411	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.005083	1.15	363.0	37	326.0	267	0.1089	1.8	1.64	0.11066	40.61	47.846	65.043	47.846
P511	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.005083	1.15	363.0	37	326.0	267	0.1089	1.8	1.64	0.11066	40.61	48.635	65.435	48.635
P521	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.005083	1.15	363.0	37	326.0	267	0.1089	1.8	1.59	0.11066	40.61	62.436	72.317	62.436
P531	1.5	24.07	1.15	266.96	0.600	0.12	0.001556	0.005083	1.15	363.0	37	326.0	267	0.1089</							