



# **Reforço e Reabilitação de Estrutura em Betão Armado: Aplicação a um caso de estudo**

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas

Telma dos Reis Oliveira

Leiria, abril de 2019



# **Reforço e Reabilitação de Estrutura em Betão Armado: Aplicação a um caso de estudo**

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Cíveis

Telma dos Reis Oliveira

Dissertação de Mestrado realizada sob a orientação do Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues e coorientação do Professor Doutor Paulo Alexandre Lopes Fernandes.

Leiria, abril de 2019

## **ORIGINALIDADE E DIREITOS DE AUTOR**

A presente dissertação é original, elaborada unicamente para este fim, tendo sido devidamente citados todos os autores cujos estudos e publicações contribuíram para a elaborar.

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição de que seja mencionada a Autora e feita referência ao ciclo de estudos no âmbito do qual a mesma foi realizado, a saber, Curso de Mestrado em Mestrado em Engenharia Civil - Construções Civis, no ano letivo 2018/2019, da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria, Portugal, e, bem assim, à data das provas públicas que visaram a avaliação destes trabalhos.

# DEDICATÓRIA

A toda a minha família e amigos.

À grande força do meu sobrinho Salvador, que  
diariamente demonstra a importância de lutar pela vida.

# AGRADECIMENTOS

A elaboração desta dissertação, no âmbito do Mestrado de Engenharia Civil - Construções civis, apenas foi possível graças ao apoio de inúmeras pessoas que me acompanharam ao longo deste percurso académico.

Ao Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues e ao Professor Doutor Paulo Alexandre Lopes Fernandes, pelo o apoio, disponibilidade e resiliência durante toda a execução desta dissertação.

Um agradecimento muito especial à minha família e amigos que sempre me apoiarem, incentivaram e ajudaram a dedicar-me a este trabalho.

A todos a minha gratidão.



# RESUMO

Nesta dissertação, foi elaborado um estudo sobre o reforço e reabilitação de um edifício de betão armado. Este estudo teve como base um relatório técnico, elaborado no âmbito de uma solicitação da Câmara Municipal de Leiria, ao Departamento de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria.

Neste contexto, para o edifício em estudo foi realizada uma análise não linear estática para dois modelos estruturais, um modelo com paredes de alvenaria de enchimento e outro sem paredes, de forma a ser avaliada a influência das mesmas, assim como o sistema estrutural. Posteriormente, procurou-se fazer a comparação entre os resultados obtidos através da análise não linear estática de ambos os modelos mencionados, com recurso à ferramenta de cálculo *SeismoStruct*, tendo como objetivo a caracterização do comportamento sísmico do edifício de betão armado e o seu enquadramento regulamentar. Para tal, recorreu-se ao Eurocódigo 8 - parte 3, “Avaliação e Reforço de Estruturas sujeitas Ação Sísmica”, sendo que o objetivo da parte 3 do Eurocódigo 8 é garantir que as estruturas existentes possuam capacidade resistente suficiente, que lhes permita suportar as exigências sísmicas. Com esse intuito, são definidas exigências de desempenho associadas a estados de dano, regras para avaliação estrutural que traduzam adequadamente as características do edifício, métodos de análise e critérios de verificação.

Após ser efetuada a avaliação da capacidade sísmica da estrutura, foram definidas várias soluções de reforço sísmico, consideradas as mais adequadas ao edifício em estudo.

Em seguida, as soluções foram implementadas na estrutura e procedeu-se novamente à avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício, com o objetivo de compreender de que forma as técnicas de reforço afetaram a resposta estrutural. Por fim, foi feita a comparação da eficiência das diversas soluções de reforço sísmico.

**Palavras-chave:** edifício de betão armado, vulnerabilidade sísmica, análise *pushover*, Eurocódigo, influência da alvenaria, reforço sísmico.

# ABSTRACT

In this dissertation, it was made a study about reinforcing and rehabilitating a reinforced concrete building. This study had a technical report as basis, made in scope of an application from Leiria's Town Hall to the Escola Superior de Tecnologia e Gestão's Civil's Engineering Department of the Instituto Politécnico de Leiria.

To this extent, it was made a static nonlinear analysis on two structural models. One with brick walls and the other without brick walls, so the influence of brick walls could be evaluated, as the structural system. Afterwards, it was sought to compare the obtained results through the static nonlinear analysis of both mentioned models using the calculus tool SeismoStruct. The goal was to characterize the seismic behavior of the reinforced concrete building and the description of the regulatory procedures. For this, the Eurocode 8 - part 3, "Design of structures for earthquake resistance" was resorted, since the goal of part three of the Eurocode 8 is to ensure that the existing structures possess enough resistant capacity, allowing them to endure the seismic requirements. With this intent, performance demands are defined while linked to damage states, structural evaluation rules that properly translate the building's technical features, analysis methods and inspection criteria.

After the structure's seismic capacity evaluation is made, some seismic reinforcement solutions were defined, considered to be the most suitable to the building under study.

Afterwards, the solutions were applied on the structure and the building's seismic vulnerability evaluation was newly proceeded with the goal of understanding how the reinforcement technics affected the structural response. Lastly, the seismic reinforcement different solutions' efficiency was compared.

**Keywords:** reinforced concrete building; seismic vulnerability; *pushover* analysis; Eurocode; masonry influence; seismic reinforcement.

# Índice

Originalidade e Direitos de Autor .....	iii
Dedicatória .....	iv
Agradecimentos .....	v
Resumo .....	vii
Abstract .....	viii
Lista de Figuras .....	xii
Lista de tabelas .....	xv
Lista de siglas e acrónimos.....	xvii
<b>1. Introdução .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Enquadramento .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. Metodologia e objetivos.....</b>	<b>2</b>
<b>1.3. Estrutura da dissertação .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Avaliação da vulnerabilidade sísmica.....</b>	<b>5</b>
<b>2.1. Introdução .....</b>	<b>5</b>
<b>2.2. Evolução da Conceção Das Estruturas De Edifícios Antigos .....</b>	<b>7</b>
<b>3. Metodologia de avaliação de estruturas existentes de acordo com o Eurocódigo 8</b>	<b>8</b>
<b>11</b>	
<b>3.1. Enquadramento .....</b>	<b>11</b>
<b>3.2. Recolha de informação .....</b>	<b>12</b>
<b>3.3. Níveis de conhecimento e Fatores de confiança .....</b>	<b>13</b>
<b>3.4. Exigência de desempenho .....</b>	<b>14</b>
<b>3.5. Análise Sísmica de Estruturas .....</b>	<b>15</b>
3.5.1. Vantagens e Desvantagens .....	18
3.5.2. Metodologias da Análise <i>Pushover</i> .....	19
3.5.3. Método N2 .....	20
<b>3.6. Critérios para a verificação da segurança.....</b>	<b>27</b>
<b>4. Modelação Estrutural .....</b>	<b>31</b>

<b>4.1.</b>	<b>Modelação de elementos de betão armado.....</b>	<b>31</b>
4.1.1.	Betão.....	31
4.1.2.	Aço .....	32
<b>4.2.</b>	<b>Modelação das paredes de alvenaria de enchimento .....</b>	<b>34</b>
4.2.1.	Parâmetros mecânicos e geométricos do modelo.....	35
4.2.2.	Parâmetros mecânicos .....	36
4.2.3.	Parâmetros geométricos .....	37
<b>5.</b>	<b>Estratégias e Técnicas de reforço sísmico .....</b>	<b>41</b>
<b>5.1.</b>	<b>Enquadramento .....</b>	<b>41</b>
<b>5.2.</b>	<b>Técnicas de intervenção ao nível global da construção .....</b>	<b>42</b>
<b>5.3.</b>	<b>Técnicas de intervenção ao nível do elemento estrutural .....</b>	<b>42</b>
<b>6.</b>	<b>CASO DE ESTUDO.....</b>	<b>45</b>
<b>6.1.</b>	<b>Enquadramento .....</b>	<b>45</b>
<b>6.2.</b>	<b>Recolha de informação do edifício.....</b>	<b>45</b>
6.2.1.	Inspeção Visual e Danos Observados .....	46
6.2.2.	Levantamento Estrutural .....	47
6.2.3.	Níveis de conhecimento e Fatores de confiança .....	51
<b>6.3.</b>	<b>Regularidade Estrutural.....</b>	<b>51</b>
6.3.1.	Regularidade em planta.....	51
6.3.2.	Regularidade em altura.....	53
<b>6.4.</b>	<b>Modelação Numérica .....</b>	<b>54</b>
6.4.1.	enquadramento .....	54
6.4.2.	Modelação dos elementos de betão armado.....	54
6.4.3.	Modelação das paredes de alvenaria .....	55
6.4.4.	Definição de ações .....	57
6.4.5.	Análise e avaliação de Resultados .....	65
6.4.5.1.	Influência das paredes de enchimento.....	65
6.4.5.2.	Aplicação do Método N2 .....	70
<b>7.</b>	<b>AVALIAÇÃO DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO SÍSMICO.....</b>	<b>77</b>
<b>7.1.</b>	<b>Estratégias de intervenção.....</b>	<b>77</b>
7.1.1.	Reforço com encamisamento dos pilares em betão armado .....	78
7.1.2.	Reforço de pilares com fibras de carbono – CFRP (Polímero Reforçado com Fibra de Carbono).....	79
7.1.3.	Reforço com contraventamentos metálicos.....	81
7.1.4.	Reforço com introdução de Paredes Resistentes.....	82

<b>7.2. Comparação do Desempenho das diferentes soluções de reforço .....</b>	<b>85</b>
7.2.1. Frequências e períodos referentes às soluções de reforço .....	85
7.2.2. Curvas de capacidade das soluções de reforço .....	88
7.2.3. Estados limite das soluções de reforço .....	92
7.2.4. Perfis <i>drift</i> das soluções de reforço.....	93
<b>8. Conclusões e desenvolvimentos futuros.....</b>	<b>99</b>
<b>8.1. Conclusões .....</b>	<b>99</b>
<b>8.2. Desenvolvimentos futuros .....</b>	<b>100</b>
<b>Bibliografia ou Referências Bibliográficas.....</b>	<b>101</b>

# LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Secção de pilar fracamente cintada (Saraiva, et al., 2006) .....	7
Figura 2 - Insuficiente amarração das armaduras principais no nó (Saraiva, et al., 2006) .....	8
Figura 3 - Metodologia para avaliação sísmica de edifícios existentes indicada no EC8-3 .....	11
Figura 4 - Curva de desempenho típico das estruturas (Faison, et al., 2004) .....	15
Figura 5 - Modelação estrutural (Lopes, 2008) .....	21
Figura 6 - Espectro de resposta (formato ADRS) (Lopes, 2008) .....	22
Figura 7 - Definição da curva de capacidade na estrutura (Lopes, 2008) .....	23
Figura 8 - Definição da curva de capacidade no sistema de 1GL equivalente (Lopes, 2008) .....	24
Figura 9 - Determinação do deslocamento objetivo do sistema de 1 GL equivalente para: a) Períodos baixos; b) Períodos médios ou longos (Lopes, 2008) .....	25
Figura 10 - Relação tensão-deformação (Mander, et al., 1988) .....	31
Figura 11 - Relação tensão-deformação (Menegotto, et al., 1973) .....	32
Figura 12 - Modelo utilizado para a modelação das paredes de alvenaria (Seismosoft, 2018) .....	34
Figura 13 - Comportamento hysterético (Smyrou, et al., 2006) .....	35
Figura 14 - Estado de tensão considerado para avaliar a tensão de compressão $f_{m\theta}$ (Smyrou, et al., 2006) ...	36
Figura 15 - Configuração da parede de alvenaria com os respetivos parâmetros geométricos (Smyrou, et al., 2011) .....	38
Figura 16 - Variação da área da parede de alvenaria em função da deformação axial (Smyrou, et al., 2006) .	38
Figura 17 - Localização do edifício arquivo municipal de Leiria (Imagem Google Earth) .....	45
Figura 18 - Presença de Vegetação .....	46
Figura 19 - Fissuração de revestimentos .....	46
Figura 20 - Identificação do bloco em estudo (Imagem Google Earth) .....	47
Figura 21 - Pé-direito do piso 1 .....	48
Figura 22 - Identificação dos pilares e vigas e da orientação das lajes no piso 1 .....	48
Figura 23 - Identificação dos pilares e vigas e da orientação das lajes no piso 2 .....	49
Figura 24 - Identificação dos pilares e vigas e da orientação das lajes na cobertura .....	49
Figura 25 - Armaduras identificadas (Rodrigues, et al., 2018) .....	50
Figura 26 - Figura NA.I, EC8, Parte 1, 2010 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8-1, 2010) .	58

Figura 27 - Espectro de resposta elástica horizontal ( $S_e(T)$ ) – MCPA.....	62
Figura 28 - Espectro de resposta elástica horizontal ( $S_e(T)$ ) – MSPA .....	63
Figura 29 – Curva de capacidade resultante na direção X.....	67
Figura 30 - Curva de capacidade resultante na direção Y .....	67
Figura 31 - Distribuição das zonas com comportamento não-linear (verde - cedência das armaduras, amarelo – capacidade resistente última das armaduras, vermelho – rotura por corte das armaduras) na direção X .....	68
Figura 32 - Distribuição das zonas com comportamento não-linear (verde - cedência das armaduras, amarelo – capacidade resistente última das armaduras, vermelho – rotura por corte das armaduras) na direção Y .....	68
Figura 33 - Distribuição das zonas com comportamento não-linear (verde - cedência das armaduras, amarelo – capacidade resistente última das armaduras, vermelho – rotura por corte das armaduras) na direção X .....	69
Figura 34 – Distribuição das zonas com comportamento não-linear (verde - cedência das armaduras, amarelo – capacidade resistente última das armaduras, vermelho – rotura por corte das armaduras) na direção Y .....	69
Figura 35 – Curvas de capacidade de sistema MDOF e sistema equivalente SDOF – direção X (MCPA) ....	73
Figura 36 – Curvas de capacidade de sistema MDOF e sistema equivalente SDOF – direção X (MSPA).....	73
Figura 37 – Curvas de capacidade de sistema MDOF e sistema equivalente SDOF – direção Y (MCPA) ....	74
Figura 38-Curvas de capacidade de sistema MDOF e sistema equivalente SDOF - direção Y (MSPA) .....	74
Figura 39 – Perfis <i>drift</i> da estrutura inicial .....	75
Figura 42 - Estratégias de reforço aplicadas no edifício.....	77
Figura 41 – Solução de reforço encamisamento de betão armado.....	78
Figura 42 - Planta de R/Chão com solução de reforço com encamisamento de betão armado.....	79
Figura 43 - Aplicação de reforço com fibras de carbono, SikaWrap® (adaptado Sika).....	80
Figura 44 - Planta de R/Chão com solução de reforço com encamisamento com fibras de carbono .....	81
Figura 45 - dimensões da seção tubular oca .....	81
Figura 46 - Solução de reforço com contraventamentos metálicos no piso do rés-do-chão.....	82
Figura 47 - Solução de reforço com contraventamentos metálicos em todos os pisos .....	82
Figura 48 - Secção de parede resistente (PB1 e PB2).....	83
Figura 49 - Secção de parede resistente (PB3 e PB4).....	83
Figura 50 - Planta de R/Chão com solução de reforço com introdução de parede resistente (solução1) .....	84
Figura 51 - Planta de R/Chão com solução de reforço com introdução de parede resistente (solução2) .....	84
Figura 52 - Modelo com paredes de alvenaria (MCPA).....	87
Figura 53 - Modelo sem paredes de alvenaria (MSPA).....	87
Figura 54 - Comparação de soluções de reforço na direção X (MCPA) .....	88

Figura 55 - Comparação de soluções de reforço na direção X (MSPA) .....	89
Figura 56 - Comparação de soluções de reforço na direção Y (MCPA) .....	90
Figura 57 - Comparação de soluções de reforço na direção Y (MSPA) .....	91
Figura 58 - Perfis <i>drift</i> das soluções de reforço, modelo com paredes de alvenaria (MCPA), direção x .....	93
Figura 59 - Perfis <i>drift</i> das soluções de reforço, modelo sem paredes de alvenaria (MSPA), direção x .....	94
Figura 60 - Perfis <i>drift</i> das soluções de reforço, modelo com paredes de alvenaria (MCPA), direção Y .....	95
Figura 61 - Perfis <i>drift</i> das soluções de reforço, modelo sem paredes de alvenaria (MSPA), direção Y .....	96

# LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Síntese da vulnerabilidade sísmica dos edifícios de betão armado portugueses (Censos, 2001).....	9
Tabela 2 -Níveis de conhecimento e métodos correspondentes de análise e fatores de confiança (CF) (EC8-3, 2004).....	13
Tabela 3 – Requisitos mínimos para diferentes níveis de inspeção e teste (EC8-3, 2004).....	14
Tabela 4 - Métodos de análise (Lopes, 2008).....	15
Tabela 5 - Diferença entre os métodos de análise (Teixeira, 2014).....	17
Tabela 6 - Valor das propriedades dos materiais e critérios para a análise e verificação da segurança.....	27
Tabela 7 - Modos de vibração e períodos da estrutura .....	53
Tabela 8 - Massa de cada piso do edifício .....	53
Tabela 9 - Características mecânicas do betão .....	54
Tabela 10 - Características mecânicas do aço (Crisafulli, 1997) (Seismosoft, 2018).....	55
Tabela 11 - Parâmetros mecânicos e geométricos das paredes de alvenaria (Crisafulli, 1997) (Seismosoft, 2018).....	56
Tabela 12 - Parâmetros empíricos (Crisafulli, 1997) (Seismosoft, 2018) .....	57
Tabela 13 – Ação sísmica referente ao local de estudo (EC8-1, 2010) .....	59
Tabela 14 - Quadro 3.1, EC8, Parte 1, 2010-Tipos de Terreno (Adaptado) (EC8-1, 2010).....	59
Tabela 15 - Quadro NA.II do Eurocódigo 8: Coeficientes de importância $\gamma_I$ (EC8-1, 2010) .....	60
Tabela 16 - Quadro NA-3.2, EC8, Parte 1, 2010 - Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1 (EC8-1, 2010).....	61
Tabela 17 - Quadro NA-3.3, EC8, Parte 1, 2010 - Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2 (EC8-1, 2010).....	61
Tabela 18 – Aceleração máxima da base $ag_R$ .....	64
Tabela 19 - Valores característicos considerados para as sobrecargas .....	64
Tabela 20 – Ações e combinações de ações .....	65
Tabela 21 –Frequências e períodos da estrutura com paredes de alvenaria (MCPA).....	66
Tabela 22 –Frequências e períodos da estrutura sem paredes de alvenaria (MSPA).....	66
Tabela 23 - Cálculo do coeficiente de transformação - modelo com PA (direção X) .....	70
Tabela 24 - Cálculo do coeficiente de transformação - modelo sem PA (direção X).....	71
Tabela 25 - Cálculo do coeficiente de transformação - modelo com PA (direção Y) .....	71

Tabela 26 - Cálculo do coeficiente de transformação - modelo sem PA (direção Y) .....	71
Tabela 27 – Deslocamento-alvo e as restantes variáveis do método N2.....	72
Tabela 28 – Características técnicas da fibra de carbono SikaWrap Hex 117C.....	80
Tabela 29 - Propriedades do aço S355 .....	82
Tabela 30 – Abreviaturas dos tipos de reforço aplicados.....	85
Tabela 31 – Frequências absolutas correspondentes a cada modo do modelo com alvenaria (MCPA).....	85
Tabela 32 – Frequências absolutas correspondentes a cada modo do modelo sem alvenaria (MSPA).....	86
Tabela 33 – Estados limites da estrutura e reforços do modelo com alvenaria (MCPA) .....	92
Tabela 34 – Estados limites da estrutura e reforços do modelo sem alvenaria (MSPA) .....	92

# LISTA DE SIGLAS E ACRÓNIMOS

ADRS	Espectro de Resposta de Aceleração e Deslocamento
BA	Betão armado
CFRP	Polímero de Fibras de Carbono Reforçado
DL	Limitação de Danos
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 82
EC8 - 1	Parte 1 do Eurocódigo 8
EC8 - 3	Parte 3 do Eurocódigo 8
EI	Estrutura inicial (sem reforço)
EN	Norma Portuguesa
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LF	Procedimento de Força Lateral
MCPA	Modelo com paredes de alvenaria
MDOF	modelo de vários graus de liberdade
MRS	Análise do Espectro de Resposta Modal
MSPA	Modelo sem paredes de alvenaria
NC	Colapso Iminente
NP	Norma Portuguesa
PA	Paredes de alvearia
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
RF1	Reforço dos pilares do rés-do-chão com encamisamento em BA
RF2	Reforço dos pilares em todos os pisos com encamisamento em BA
RF3	Reforço dos pilares do rés-do-chão com encamisamento de CFRP
RF4	Reforço dos pilares em todos os pisos com encamisamento de CFRP
RF5	Reforço com contraventamentos metálicos apenas no rés-do-chão
RF6	Reforço com contraventamentos metálicos em todos os pisos
RF7	Reforço com paredes resistentes em betão armado (solução 1)

RF8	Reforço com paredes resistentes em betão armado (solução 2)
SD	Danos Severos
SDOF	sistema equivalente de um grau de liberdade

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. ENQUADRAMENTO

O sismo é uma das catástrofes naturais mais prejudiciais e fatais para o ser humano. Ao longo dos últimos anos, inúmeros terremotos foram responsáveis pela morte de milhares de pessoas e pelo colapso de incontáveis edifícios e obras de arte. As ações sísmicas são frequentemente as ações mais gravosas que atuam numa construção. Não só devido à grandeza das forças envolvidas, mas especialmente porque, muitas vezes as estruturas não são projetadas para ter em conta a presença destas forças horizontais (Lopes M. M., 2008).

Neste sentido, no âmbito do presente trabalho, efetuou-se um estudo de análise da vulnerabilidade sísmica de um edifício com base em métodos que fazem uso de análises não lineares. O edifício em estudo é de betão armado, situa-se em Leiria e foi construído nos anos 80. Este tipo de edifícios, dimensionados, nalguns casos, sem um regulamento sísmico ou, noutros casos, através da consideração da ação sísmica numa versão muito inicial da regulamentação, poderá apresentar deficiências estruturais, as quais podem comprometer de forma irreversível a capacidade de suportar um evento destes.

Sendo o edifício em estudo, uma estrutura não danificada por sismos, existe a necessidade de uma intervenção de reforço para lhe reduzir o risco sísmico associado. Para esta intervenção começa-se pela identificação de todos os materiais estruturais e patologias que afetam o edifício. E posteriormente, através de técnicas de avaliação, reconhecer os pontos fracos e fortes da estrutura e com base nessa informação, reforçar para aumentar os seus níveis de desempenho para níveis aceitáveis.

Nas últimas quatro décadas a engenharia sísmica teve um importante impulso, quer no desenvolvimento de novas tecnologias construtivas, quer na definição de novas metodologias de análise e na implementação de nova regulamentação. A acompanhar esta evolução também as exigências de desempenho aumentaram, revelando deste modo a falta de segurança de algumas estruturas construídas de acordo com regulamentos anteriores. No entanto garantir que uma estrutura é totalmente segura quando sujeita à ação de um sismo é impossível devido às incertezas quer no processo, quer na definição da ação sísmica, quer na definição do modelo de análise. O que a regulamentação indica, ou impõe, é um

determinado nível mínimo de desempenho para um nível predefinido da ação sísmica. De acordo com a regulamentação atualmente em vigor no nosso país, considera-se necessário que a estrutura, quando sujeita a uma ação sísmica violenta (com uma probabilidade e máxima de ocorrência de 5% em 50 anos) mantenha o seu equilíbrio, salvaguardando a vida dos seus ocupantes, limitando os danos materiais e assegurando a manutenção em funcionamento das instalações de proteção civil importantes. No entanto estas exigências mínimas de equilíbrio implica a aceitação de níveis importantes de dano nas estruturas em geral (Lopes, 2008).

## **1.2.METODOLOGIA E OBJETIVOS**

Este trabalho tem como objetivo principal, a avaliação de vários tipos de reforço sísmico de um edifício de betão armado dos anos 80 do século passado, na perspetiva do preconizado pelo Eurocódigo 8 Parte 3 – Avaliação e reforço de estruturas.

Para o efeito organizou-se um plano de trabalhos compreendendo um conjunto de fases ou tarefas, que por si só materializam o conjunto de objetivos deste trabalho, nomeadamente:

- Identificar as principais fontes de vulnerabilidade sísmica a nível estrutural de edifícios existentes em betão armado deste período;
- Analisar a regulamentação europeia relativa à avaliação do desempenho sísmico de estruturas existentes;
- Identificar e apresentar as principais técnicas de intervenção para reforço sísmico da estrutura, tanto ao nível global quanto local;
- Desenvolver um modelo estrutural com base no comportamento não-linear da estrutura, com auxílio do programa de cálculo *SeismoStruct*;
- Realizar uma análise estática não-linear;
- Aplicar o método N2 preconizado no EC8-1;
- Analisar a influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento das estruturas de betão armado;
- Apresentar as soluções de reforço selecionadas;
- Avaliar e comparar a capacidade resistente das várias soluções de reforço selecionadas;
- Tirar conclusões e considerações finais dos resultados obtidos.

### **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação é constituída por 8 capítulos distintos, onde o capítulo 1 (presente capítulo) apresenta uma introdução do trabalho, define os objetivos e a estrutura da dissertação.

O capítulo 2 faz uma breve introdução da avaliação da vulnerabilidade sísmica e da evolução da conceção das estruturas de edifícios antigos.

O capítulo 3 tem como objetivo a apresentação das considerações gerais preconizadas pelo Eurocódigo 8, na perspetiva da avaliação e análise de estruturas existentes. Deste modo, recolhe-se a informação definida no EC8-1, para o dimensionamento de estruturas sismo-resistentes, que sejam significativas para a avaliação e reforço de estruturas existentes, prosseguindo-se a apresentação das metodologias prescritas pelo EC8-3, utilizadas para a avaliação sísmica de estruturas existentes.

No capítulo 4 é apresentado o modelo usado na modelação dos painéis de alvenaria de enchimento, bem como a descrição dos parâmetros mecânicos e geométricos necessários para a sua elaboração.

No capítulo 5 são apresentadas as estratégias e as técnicas de reforço sísmico. Descrevem-se as técnicas de reforço local ao nível dos elementos e as técnicas de reforço do sistema estrutural na sua globalidade.

No capítulo 6 é feita a apresentação do edifício em estudo, bem como a descrição estrutural e todos os elementos necessários à sua modelação. Neste capítulo é ainda apresentado a ferramenta de cálculo usada, bem como os vários critérios inerentes à modelação numérica. Finalizando-se com a apresentação dos resultados obtidos das análises estáticas não lineares e do método N2, relativos aos dois modelos (com e sem paredes de alvenaria).

No capítulo 7 é traçada a estratégia de reforços adotada para o caso de estudo. Diversas soluções de reforço são definidas e caracterizadas. Posteriormente avalia-se o desempenho de cada solução e comparam-se as diferentes técnicas de acordo com os parâmetros estabelecidos.

Por fim, no capítulo 8 são apresentadas as conclusões retiradas deste trabalho, assim como possíveis desenvolvimentos futuros.



## 2. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

### 2.1. INTRODUÇÃO

Os sismos resultam da libertação de energia acumulada na crosta terrestre, que se traduz num movimento do solo que se propaga a grandes distâncias e com velocidades de vários quilómetros por segundo (Carvalho, 2018). Este movimento depende de vários fatores, sendo os mais determinantes, a magnitude do sismo, que condiciona a energia libertada no foco, e a distância ao local de observação, que determina o grau de atenuação.

Tradicionalmente, a caracterização do nível de movimento sísmico era feita através da análise de relatos feitos por testemunhas, ou por inspeções diretas dos danos, recorrendo a tabelas de intensidade macrossísmica, que associam um dado grau de intensidade a um conjunto de efeitos sobre as construções. Uma das mais conhecidas é a escala de Mercalli Modificada com 12 graus, em que danos significativos nas construções ocorrem para intensidades superiores ao grau VII (Bastante forte) (Lopes, 2008).

Atualmente, é possível caracterizar a severidade de um sismo num determinado local a partir do registo da vibração do terreno, normalmente por meio de sismógrafos que registam as três componentes das acelerações do terreno (duas na horizontal e uma na vertical). Esses registos permitem obter a aceleração máxima e também a velocidade e deslocamento máximos do terreno. Permitem ainda obter informações sobre as características do movimento e sobre a maior ou menor excitação que provocam em estruturas com diferentes características dinâmicas. Tal é habitualmente traduzido pelo designado espectro de resposta da vibração sísmica, que traduz o maior ou menor efeito dessa vibração sobre construções com diferentes frequências próprias de vibração (Carvalho, 2018).

Todos estes aspetos ligados diretamente ao fenómeno natural traduzem a Perigosidade Sísmica de um determinado local, que como se compreende, não é possível alterar. No entanto, a Perigosidade Sísmica é apenas uma das componentes que condicionam o Risco Sísmico num determinado local e que é definido como a estimativa das perdas esperadas nesse local para o futuro. Assim, as outras componentes que condicionam o Risco Sísmico são a Exposição e a Vulnerabilidade Sísmica (Carvalho, 2018).

A Exposição traduz o volume de construções, bens económicos existentes e mais importante que os bens materiais, inclui a população no local, tudo estando sujeito às consequências do melhor ou pior comportamento sísmico das construções. Esse melhor ou pior comportamento sísmico é designado por Vulnerabilidade Sísmica das construções. Assim, o Risco Sísmico num determinado local corresponde genericamente ao “produto”:

$$\text{Risco Sísmico} = \text{Perigosidade} \times \text{Exposição} \times \text{Vulnerabilidade}$$

Esta expressão mostra que apesar da inevitabilidade dos sismos é possível diminuir o Risco Sísmico, ou seja, é possível intervir nos dois termos que dependem da nossa ação: a Exposição e a Vulnerabilidade Sísmica das construções. Dado um certo território ou região, a diminuição da exposição é mais difícil de intervir, uma vez que se teria de limitar ou proibir a ocupação desse território e a correspondente construção, em contrapartida, é possível intervir na Vulnerabilidade sísmica das construções (Carvalho, 2018).

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício permite obter a resposta estrutural expectável face à ocorrência de determinada ação sísmica e difere de edifício para edifício, mesmo que aparentem ser semelhantes, pois depende diretamente das suas características estruturais. Através de diversos tipos de análises, são fornecidos parâmetros específicos que posteriormente vão caracterizar o comportamento da estrutura e permitir concluir se esta é ou não vulnerável, isto é, se o seu desempenho é aceitável e se a estrutura se revelou segura e cumpridora dos estados limites aplicáveis, ou, pelo contrário, se apresenta um comportamento inadmissível, pondo em causa a segurança e o conforto dos utilizadores. Neste caso, terão de ser providenciadas medidas de reforço, de maneira a melhorar a performance da estrutura face à solicitação sísmica, por forma a torná-la segura, ou, em alguns casos excecionais, pode mesmo ser necessária a demolição parcial ou total da estrutura (Sá, 2016).

Portanto, um dos aspetos que reconhecidamente faz diminuir a vulnerabilidade sísmica das construções numa determinada região é a existência de regulamentação de projeto sísmo-resistente e que a sua efetiva aplicação seja assegurada. Segue-se a necessidade de o projeto estrutural ser fielmente cumprido em obra e que ao longo da sua vida não sejam introduzidas alterações nos edifícios que diminuam a sua resistência (Carvalho, 2018).

Os edifícios antigos de betão armado apresentam, na sua generalidade, algumas graves deficiências/fragilidades sísmicas decorrentes da fraca qualidade de projeto, de

pormenorização, ou nalguns casos ainda, de intervenções posteriores à construção original, motivadas, muitas das vezes, por alterações de uso.

## 2.2. EVOLUÇÃO DA CONCEÇÃO DAS ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

Em Portugal, as primeiras estruturas de betão armado construídas foram dimensionadas sem consideração dos efeitos das ações sísmicas. Como tal, a ductilidade inerente a uma estrutura deste tipo era fracamente explorada no dimensionamento. O principal critério de dimensionamento dos pilares era garantir uma área de compressão mínima, sendo prática corrente a variação de secção em altura e uma reduzida cintagem. (Saraiva, et al., 2006).

Foi na década de 60 que se começou a considerar a ação sísmica no dimensionamento de estruturas, com a aprovação do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP, 1961) e do Regulamento das Estruturas de Betão Armado (REBA, 1967). O primeiro introduz métodos de dimensionamento sísmico muito simplificados, mas que garantem que o efeito dos sismos sobre as estruturas seja contabilizado. Também por esta altura começa a explorar-se o conceito de comportamento não linear. Podem resumir-se as deficiências estruturais de edifícios de betão armado antigos (anteriores a 1980) da seguinte forma (Saraiva, et al., 2006):

- Uso de baixas taxas de armadura, tanto longitudinais como transversais (Figura 1). Esta é a situação típica de pilares antigos, pouco confinados e sem armadura principal suficiente para suportar a ação de um sismo regulamentar atual.

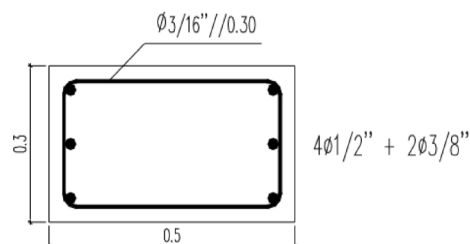
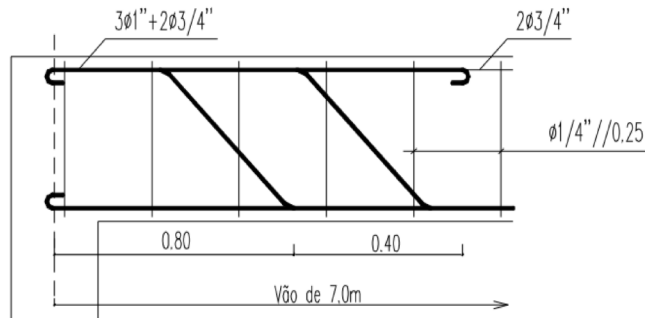


Figura 1 - Secção de pilar fracamente cintada (Saraiva, et al., 2006)

- Interrupção de armaduras principais das vigas em pontos em que estas podem estar sujeitas a esforços elevados. Frequentemente as armaduras inferiores eram interrompidas nos nós, sem serem ancoradas no seu interior, resultando numa má interligação dos elementos. Também era comum a armadura superior da viga ser

interrompida bruscamente, sem ser considerado o correto comprimento de amarração e a ação dos momentos fletores resultantes de sismos.

- Amarração insuficiente das armaduras longitudinais, nomeadamente de varões lisos de aço com baixa capacidade resistente, amarrados apenas com ganchos na extremidade e sem haver um cálculo explícito do comprimento de amarração necessário ou da capacidade de ancoragem do gancho (Figura 2).



**Figura 2 - Insuficiente amarração das armaduras principais no nó (Saraiva, et al., 2006)**

- Insuficiente pormenorização, também no que toca a ancoragem da armadura transversal, situação que ainda hoje é corrente. Os estribos ou cintas, por não terem as extremidades dobradas para o interior da secção, correm o risco de se destacarem em caso de esforços elevados.
- Baixa capacidade resistente do betão e distribuição irregular da sua qualidade ao longo da estrutura, tendo como consequência, uma distribuição irregular de rigidez.
- Caminhos de forças descontínuos, originando mau comportamento estrutural, devido a insuficiente reforço dos nós de ligação pilar-viga, más ancoragens e variações bruscas de dimensão e rigidez.
- Fendilhação/deterioração do betão e corrosão das armaduras e consequente perda de capacidade resistente, de rigidez e de área de compressão.

Em 1983 foi aprovado em Portugal o Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA, 1982) e complementado posteriormente com o Regulamento de estruturas de Aço e para Edifícios (REAE) e com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP, 1983).

Estes regulamentos acompanharam a evolução da investigação europeia, refletindo o importante papel de investigação pré-normativa em Engenharia Sísmica realizada no LNEC (Pina, et al., 2018).

A nova regulamentação de dimensionamento de estruturas, os Eurocódigos Estruturais, formam um conjunto coerente e abrangente de Normas Europeias (EN), resultam de um esforço de harmonização no espaço europeu dos regulamentos e normas existentes em cada país. Esta evolução regulamentar é muito importante uma vez que complementa, atualiza e suprime lacunas da regulamentação existente (Pina, et al., 2018).

Contudo, muitos poderiam ser os fatores indicativos do grau de risco que correm os edifícios com estrutura de betão armado em Portugal. São de destacar, no entanto o facto de 9% terem mais de 50 anos (período de vida habitual de um edifício) e terem sido construídos antes de haver qualquer regulamentação sísmica e 58% terem sido projetados antes do RSA entrar em vigor (RSA, 1982) (Censos, 2001). Da globalidade de todos os edifícios portugueses (alvenaria e betão armado), 21% necessitam de reparações na estrutura. A Tabela 1 caracteriza, com base nos Censos de 1991, os edifícios com estrutura de betão armado, de acordo com o seu dimensionamento sísmico (Saraiva, et al., 2006).

**Tabela 1 - Síntese da vulnerabilidade sísmica dos edifícios de betão armado portugueses (Censos, 2001)**

Data	Descrição	Nível de dimensionamento sísmico	
Até 1991	Estruturas de alvenaria com confinamento em B.A.	Baixo	Resistência baixa a média; maior sobre resistência após cedência; ductilidade baixa
Até 1960	Estrutura em pórtico de B.A.	Baixo	Resistência baixa a média; sobre resistência; ductilidade baixa
1960-85	Estrutura em pórtico de B.A.	Médio	Resistência e ductilidade média
1986-91	Estrutura em pórtico de B.A.	Médio	Resistência e ductilidade médias, mas superiores à classe anterior



### 3. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8

#### 3.1. ENQUADRAMENTO

A Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3, 2004) é dedicada à avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes, considerando os vários materiais estruturais, com o objetivo de definir critérios de avaliação, procedimentos para seleção de medidas corretivas e ainda de estabelecer critérios para o projeto de reforço sísmico, incluindo as fases de conceção, análise e dimensionamento. Para tal o EC8-3 apresenta uma metodologia composta por um processo de cálculo comum tanto para a fase de avaliação, como para a de reabilitação sísmica de edifícios existentes. A diferença será que na primeira, a estrutura é modelada nas condições existentes e na segunda o modelo já considera as alterações decorrentes de uma reabilitação. Na fase de reabilitação, o processo de cálculo torna-se iterativo de forma avaliar as soluções inicialmente previstas e caso necessário proceder a alterações até se encontrar a solução final que verifique as exigências de desempenho previamente definidas.

Apresenta-se na Figura 3 em esquema da metodologia referida.

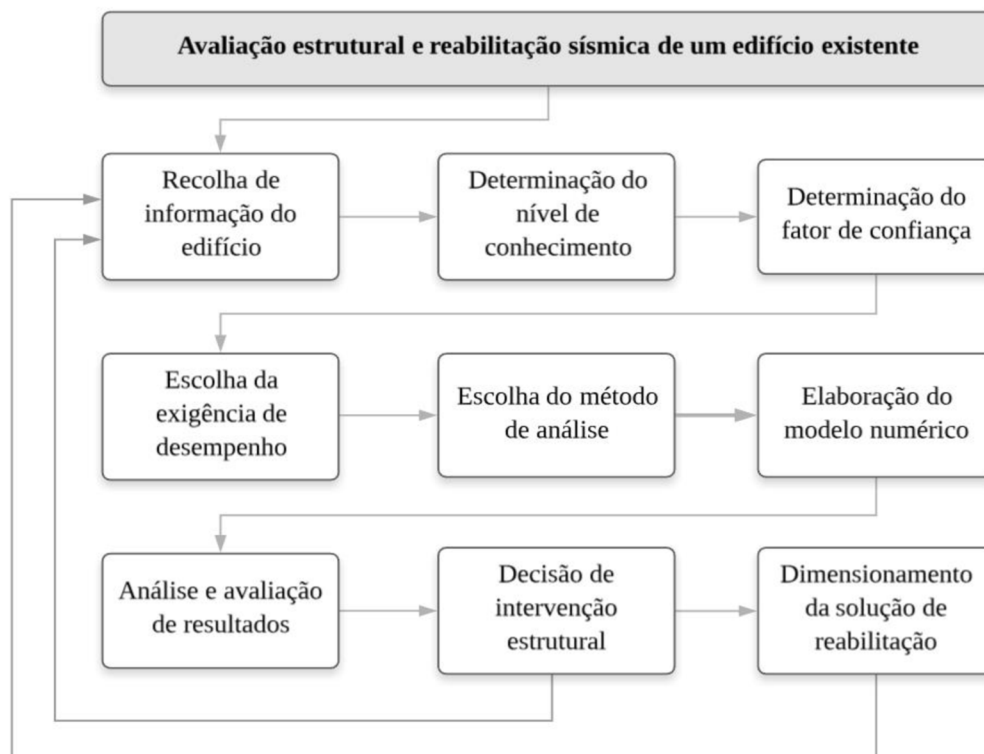


Figura 3 - Metodologia para avaliação sísmica de edifícios existentes indicada no EC8-3

### 3.2. RECOLHA DE INFORMAÇÃO

A principal diferença entre as estruturas existentes e as novas é o facto de que as suas propriedades estruturais poderem ser conhecidas. Este facto levanta questões, tais como, o método a usar para quantificar rigorosamente o nível de conhecimento que se tem da estrutura e como incluir esse nível de conhecimento na verificação estrutural. A informação de base necessária acerca da estrutura pode ser obtida através de registos disponíveis de informação relevante existente, de inspeções locais e, na maior parte das situações de ensaios *in situ* ou ensaios laboratoriais. Estes dados a serem obtidos devem permitir (EC8-3, 2004):

- Identificação do sistema estrutural e da sua concordância com os critérios de regularidade previstos na Parte 1 do Eurocódigo 8, 4.2.3;
- Identificação do tipo de fundação da estrutura;
- Identificação das características do solo classificado com o previsto na Parte 1 do Eurocódigo 8, 3.1;
- Informações globais: das dimensões, das propriedades da secção transversal, das propriedades mecânicas dos materiais que constituem os elementos construtivos;
- Informações sobre os defeitos dos materiais e pormenorização inadequada;
- Informação sobre os critérios de dimensionamento sísmico utilizados para o projeto inicial (relação com regulamento em vigor) e o valor do coeficiente de comportamento  $q$  adotado, caso seja aplicável;
- Descrição da utilização presente, ou prevista para o edifício e identificação da sua classe de importância segundo o ponto 4.2.5 da Parte 1 do Eurocódigo 8;
- Reavaliação das ações impostas tendo em conta a utilização do edifício;
- Informações acerca da extensão e tipo de danos estruturais e ainda reparações realizadas anteriormente.

### 3.3. NÍVEIS DE CONHECIMENTO E FATORES DE CONFIANÇA

O nível de conhecimento de uma estrutura é definido como uma combinação de toda a informação disponível ou adquirida, contemplando os seguintes parâmetros gerais (EC8-3, 2004):

- Geometria – propriedades geométricas do sistema estrutural e dos elementos não estruturais e como estes podem afetar a resposta estrutural;
- Detalhes (pormenores construtivos) – incluem a quantidade e a pormenorização das armaduras do betão armado, ligações entre elementos de aço, ligações do piso à estrutura lateral, juntas de argamassa das alvenarias e natureza dos elementos de reforço na alvenaria;
- Materiais – propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

São definidos 3 níveis de conhecimento para a informação de base, que refletem a quantidade e qualidade da informação recolhida (Tabela 2) e ainda definem os requisitos mínimos recomendados para diferentes níveis de inspeção e teste (Tabela 3).

Tabela 2 - Níveis de conhecimento e métodos correspondentes de análise e fatores de confiança (CF) (EC8-3, 2004)

Nível de conhecimento	Geometria	Detalhes (pormenores construtivos)	Materiais	Análises	Fator de confiança
<b>KL1 Limitado</b>	Desenhos originais de projeto com inspeção visual ou levantamentos completos	Dimensionamento de acordo com prática relevante e inspeções <i>in situ</i> limitadas	Valores de defeito (normas da época) e ensaios <i>in situ</i> limitados	Lineares (LF; MRS)	1,35
<b>KL2 Normal</b>		Desenhos originais incompletos com inspeção limitada ou Inspeção <i>in situ</i> extensa	Especificações originais e ensaios <i>in situ</i> limitados ou Ensaios <i>in situ</i> mais extensos	Todas	1,20
<b>KL3 Extenso</b>		Desenhos originais associados a inspeção <i>in situ</i> limitada	Testes originais e ensaios <i>in situ</i> limitados ou Ensaios <i>in situ</i> mais extensos	Todas	1,00

(LF: Procedimento de Força Lateral, MRS: Análise do Espectro de Resposta Modal)

Tabela 3 – Requisitos mínimos para diferentes níveis de inspeção e teste (EC8-3, 2004)

Nível de inspeção e teste	Para cada tipo de elemento da estrutura	
	Inspeções (% de elementos verificados com detalhes)	Testes (Nº de amostras de material por piso)
<b>Limitado</b>	20	1
<b>Normal</b>	50	2
<b>Extenso</b>	80	3

### 3.4. EXIGÊNCIA DE DESEMPENHO

A escolha do nível de segurança está relacionada com a definição da exigência de desempenho, que corresponde ao nível de danos máximo que se pretende que a estrutura apresente quando sujeita a uma determinada ação sísmica. O nível de danos é garantido com a verificação dos Estados Limites (EC8-3, 2004):

**Estado Limite de Colapso Eminente (Near Collapse - NC):** Estrutura fortemente danificada com grandes deformações permanentes, mas a maior parte dos elementos verticais mantêm a capacidade de suportar cargas gravíticas. Colapso de grande parte dos elementos não estruturais. A este Estado Limite está associado um período de retorno de 2475 anos.

**Estado Limite de Dano Significativo (Significant Damage - SD):** Estrutura com danos significativos e deformações permanentes ligeiras, mas com reserva de resistência lateral e capacidade de suportar cargas verticais. Os elementos não estruturais encontram-se fortemente danificados, mas não entraram em colapso. É possível que a reparação da estrutura seja antieconómica. A este Estado Limite está associado um período de retorno de 475 anos.

**Estado Limite de Limitação de Danos (Damage Limitation - LD):** Estrutura ligeiramente danificada, sem deformações permanentes e mantendo a sua capacidade resistente. Os elementos não estruturais poderão apresentar fendilhação. A este Estado Limite está associado um período de retorno de 225 anos.

Na Figura 4 é representado o desempenho típico das estruturas correlacionado com os níveis de segurança.

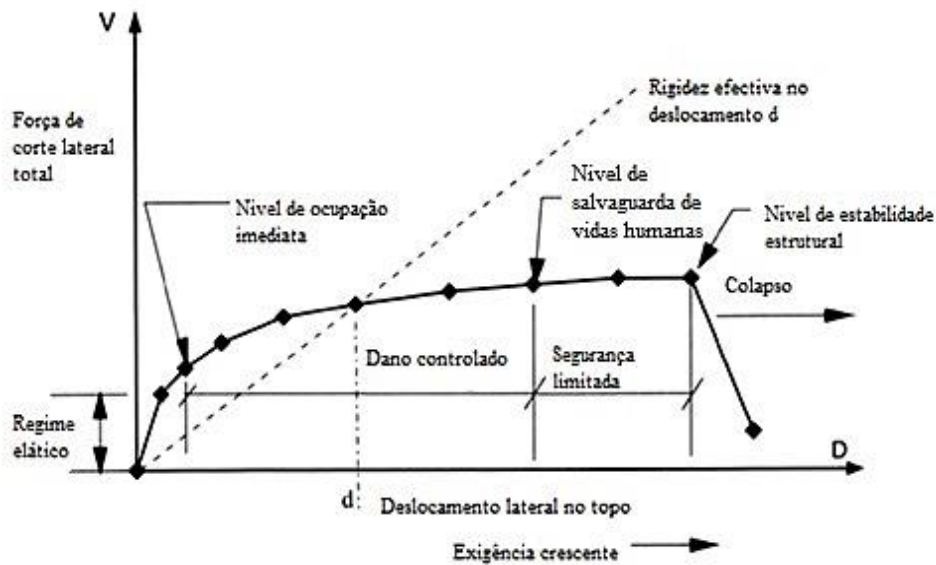


Figura 4 - Curva de desempenho típico das estruturas (Faison, et al., 2004)

### 3.5. ANÁLISE SÍSMICA DE ESTRUTURAS

No âmbito de projeto de edifícios, os efeitos sísmicos e os efeitos das outras ações incluídas na situação de projeto sísmica poderão ser determinados com base no em diferentes métodos de análise em função das características estruturais do edifício. O Eurocódigo 8 (EC8-1, 2010), indica quatro métodos de análises diferentes, dos quais dois são métodos de análise elástica linear e os outros dois de análise não linear (Tabela 4).

Tabela 4 - Métodos de análise (Lopes, 2008)

Determinação do efeito da ação dos sismos	Análise elástica linear	Análise estática equivalente
		Análise modal por espectros de resposta
	Análise não-linear	Análise estática ( <i>pushover</i> )
		Análise dinâmica no tempo

A **análise estática equivalente** também designada pelo Eurocódigo 8 de “método de análise por forças laterais” é aplicável em edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada

direção principal (EC8-1, 2010). Este método consiste na aplicação separada ao modelo ao modelo linear da estrutura dos edifícios de dois conjuntos ortogonais de forças horizontais segundo duas direções preferenciais, que induzem na estrutura esforços. Esta metodologia constitui uma aproximação razoável em edifícios de comportamento dinâmico previsível, o que se verifica em edifícios com estruturas regulares em planta e em altura (Lopes, 2008).

A **análise modal por espectro de resposta** é um dos métodos mais usados no dimensionamento de estruturas para a ação sísmica, e indicado como método de referência no EC8-1. No entanto, há que ter em consideração que o espectro de resposta é apenas uma representação dos efeitos da ação sísmica sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade. Esta análise sísmica, baseada numa máxima resposta modal e numa combinação modal, deverá ser aplicada a edifícios em que as respostas de todos os modos de vibração contribuam significativamente para a resposta global da estrutura.

Como alternativa a um método linear poderão utilizar-se também métodos não lineares, tais como, a análise estática (*pushover*) e a análise dinâmica no domínio do tempo.

A **análise estática não-linear (*pushover*)** traduz-se num problema estático equivalente através de um incremento progressivo de carga sísmica, sendo tido em conta o comportamento não-linear material da estrutura. A partir da análise *pushover*, são aplicados à estrutura de forma incremental um ou mais carregamentos laterais estáticos, com o intuito de representar as forças de inércia que são geradas ao nível de cada piso aquando da ocorrência de um sismo, permitindo obter a curva de capacidade. É importante ter presente que o objeto fulcral da análise *pushover* é estimar a resistência e as deformações locais e globais que a estrutura irá sofrer aquando da ação de um sismo, usando estas estimativas para avaliar a integridade estrutural da mesma (Krawinkler, 1996).

Antoniou e Pinho (S.Antoniou, et al., July 2004), afirmam que apesar da sua relativa simplicidade e facilidade de uso, as técnicas “*pushover*”. fornecem informação em muitas características importantes da resposta, que não podem ser obtidas pela aplicação de qualquer análise linear elástica.

Na **análise não linear dinâmica no tempo** a resposta da estrutura pode ser obtida através da aplicação de sismos reais ou artificiais a partir da integração numérica direta das equações diferenciais do movimento, usando para o caso acelerogramas representativos da ação esperada na região. Este tipo de análise requer muito tempo e exige um elevado esforço computacional, e gera um volume de resultados considerável, uma vez que existe um elevado

número de variáveis que afetam a resposta inelástica (Teixeira, 2014). No entanto é o método mais rigoroso para a análise de uma estrutura, fornecendo resultados mais precisos em todas as fases de solicitação da estrutura. Em contrapartida, este tipo de análise torna-se vantajoso quando usado para fins de investigação ou casos extremamente especiais, em que se pode despende determinado tempo para a posterior análise de todos os resultados (Krawinkler, 1996).

As diferenças entre os métodos de análise sísmica de estruturas são apresentadas de forma sintetizada na Tabela 5

**Tabela 5 - Diferença entre os métodos de análise (Teixeira, 2014)**

	<b>Método de forças laterais equivalentes</b>	<b>Análise dinâmica modal por espectro de resposta</b>	<b>Análise estática não linear</b>	<b>Análise dinâmica de avaliação da resposta ao longo do tempo</b>
<b>Modelo Numérico</b>	2D ou 3D	2D ou 3D	2D ou 3D	2D ou 3D
<b>Modelo do comportamento do material</b>	Linear	Linear	Não linear	Não linear
<b>Modos de vibração considerados</b>	Apenas o modo fundamental	Todos os modos/ mais considerados	Apenas um modo (Procedimentos recentes já incluem todos os modos ou os mais relevantes)	-
<b>Consideração da torção</b>	Fator de amplificação	Linear	Apenas o modo fundamental	Não linear
<b>Consideração de materiais não lineares</b>	Fator q	Fator q	Modelo de material não lineares	Modelo de material não lineares
<b>Ação sísmica</b>	Forças estáticas equivalentes	Espectro de resposta	Espectro de resposta elástica idealizada	Acelerogramas
<b>Outputs</b>	Esforços e deformações de secções	Esforços e deformações de secções	Ductilidade local; esforços e deformações de secções	Ductilidade local; esforços e deformações de secções
<b>Aplicabilidade</b>	Apenas edifícios regulares	Todos os edifícios	Apenas edifícios regulares	Todos os edifícios
<b>Aplicação típica</b>	Dimensionamento	Dimensionamento	Avaliação de edifícios novos e existentes	Avaliação de edifícios novos e existentes
<b>Tempo de Análise</b>	Baixo	Baixo	Moderado	Alto

No presente trabalho, por questões páticas e tendo em conta que se pretende avaliar o comportamento sísmico de uma estrutura existente, considerou-se a não linearidade dos materiais, recorrendo à análise estática não-linear (*pushover*).

### **3.5.1. VANTAGENS E DESVANTAGENS**

Note-se, no entanto, que para realizar a análise não linear da estrutura é necessário definir o comportamento após o regime linear elástico. Para isso é necessário o conhecimento prévio não só da geometria dos elementos de betão armado, mas também das armaduras, por forma a poder calcular as características de comportamento após os limites elásticos da secção. Assim este tipo de análise não serve para efetuar o dimensionamento no sentido corrente do termo, associado ao cálculo de armaduras, mas para analisar o potencial desempenho sísmico da estrutura depois de efetuado o dimensionamento ou pré-dimensionamento. A não verificação dos pressupostos do projeto, por exemplo por o deslocamento do ponto de desempenho sísmico correspondera danos superiores aos aceitáveis, obriga a uma alteração do dimensionamento, ou até da geometria de elementos estruturais, e à repetição do processo de análise e verificação. Estes métodos exigem meios de cálculo mais poderosos do que os necessários para efetuaras tradicionais análises lineares e têm sido potenciados pelo desenvolvimento recente dos meios de cálculo computacionais (Lopes, 2008).

Em termos de complexidade podem ser considerados como métodos intermédios, entre os mais simples que recorrem a análises elásticas lineares e estáticas ou dinâmicas e os métodos mais complexos que utilizam as análises dinâmicas não lineares e com os quais se obtém os resultados mais próximos da realidade. Nos primeiros, a análise é a mais simples possível em termos da modelação das relações constitutivas dos materiais, pois os efeitos não lineares não são considerados explicitamente, sendo revertidos na sua totalidade para o coeficiente de comportamento. As análises dinâmicas não lineares são extremamente complexas, principalmente porque a modelação da estrutura é muito mais complicada, assim como a própria caracterização da ação sísmica que neste tipo de análise é definida a partir de acelerogramas. Os métodos de análise estática não linear são consideravelmente mais simples do que os que recorrem às análises dinâmicas não lineares, pois a análise é monotónica. Assim, ao nível da descrição do comportamento não linear não é necessário descrever todos os ramos de carga e descarga, mas apenas a respetiva envolvente para um carregamento monotónico. O facto de a análise ser estática também simplifica os modelos, pois não é preciso definir explicitamente o amortecimento. São claramente mais complexos

que os modelos lineares, mas apresentam a vantagem de considerar explicitamente uma das características de comportamento não linear mais importante, a ductilidade. Outros efeitos não lineares são tidos em conta de forma implícita, por exemplo, a capacidade de dissipação de energia associada à forma dos ciclos histeréticos, é tida em conta nas fórmulas para cálculo do amortecimento viscoso equivalente ou para redução das ordenadas do espectro elástico (Lopes, 2008).

Como referido, o EC8 já prevê a utilização de metodologias deste tipo para avaliação do potencial desempenho sísmico de estruturas existentes e pensa-se que as futuras gerações de regulamentos estruturais evoluirão no sentido de dar ênfase à aplicação destas metodologias no projeto de construções novas (Lopes, 2008).

### **3.5.2. METODOLOGIAS DA ANÁLISE *PUSHOVER***

A análises *pushover* tem como principal objetivo avaliar o desempenho estrutural face à ação sísmica, estimando simultaneamente a capacidade resistente e de deformação, recorrendo a análises não lineares. O principal parâmetro estimado nesta análise é a curva de capacidade, que não é mais do que a relação entre o deslocamento do ponto de controlo (situado no topo da estrutura) e a força de corte na base, conhecida como corte basal. Esta relação permite caracterizar ao longo da análise determinados parâmetros estruturais, como por exemplo, a deformação dos elementos, as forças internas desenvolvidas, ou os *drifts* por piso e globais (Marques, 2011).

A análise de *pushover* convencional foi a primeira forma enunciada dos métodos de análise *pushover* para estimar a capacidade estrutural, contudo tem como limitações o facto da sua aproximação a métodos estáticos impedir a representação do fenómeno dinâmico com precisão, assim como a incapacidade para incluir os efeitos devidos à influência dos modos de vibração superiores ou à incapacidade inerente de explicar os efeitos que a degradação de rigidez progressiva, típica em estruturas sujeitas a forte carga sísmica. Esses efeitos só podem ser contabilizados por meio do método *pushover* adaptativo, que foi desenvolvido para fazer face às desvantagens apresentadas pelo método *pushover* convencional (Sá, 2016; Marques, 2011).

No ***pushover* convencional** podem ser considerados dois tipos de solicitações, designadamente análises *pushover* baseadas em forças ou baseadas em deslocamentos, isto é, a obtenção dos parâmetros pode ser através da aplicação de forças ou de deslocamentos,

ao nível dos pisos (Mota, 2010). No entanto, Antoniou e Pinho (S.Antoniou, et al., July 2004) recomendam, para o caso do *pushover* convencional, uma análise baseada em forças. Conforme os autores descreveram, são dissimuladas algumas características importantes do comportamento estrutural devido ao facto do vetor de deslocamentos ser mantido constante ao longo da análise. Estes autores afirmam que não é realista manter um *drift* constante ao longo da análise, uma vez que as deformações tendem geralmente a ser igualmente distribuídas no regime elástico enquanto que, após a cedência, tendem a concentrar-se nas zonas plastificadas dos elementos (Sá, 2016).

Na **abordagem de *pushover* adaptativo**, a distribuição de carga lateral não é mantida constante, mas continuamente atualizada durante a análise, de acordo com as formas modais e fatores de participação. Este método é multimodal e é capaz de captar fenómenos de rigidez negativa pós-pico (*softening*), seu aumento de período com o dano e a modificação das forças de inércia devem-se à amplificação espectral (através da introdução de um espectro específico do local) (Antoniou S., 2004) (Pinho R., 2005). Devido à sua capacidade de atualizar os padrões de carga lateral de acordo com as propriedades modais ao longo da análise, é ultrapassada uma das limitações intrínsecas do *pushover* convencional. Este método é mais importante nos casos em que existem irregularidades na estrutura e/ou efeitos de modo mais elevado, podem desempenhar um papel importante na sua resposta (Pinho R., 2008) (Bento, et al., 2008) (Pietra D., 2006).

### 3.5.3. MÉTODO N2

Existem diferentes métodos de avaliação do comportamento das estruturas considerando os resultados da estática não linear (*Pushover*) de estruturas que se encontram preconizados em regulamentos, sendo o Método N2 proposto no Anexo B do Eurocódigo 8.

O desenvolvimento do método N2 começou na década de 1980 por Fajfar and Fishinger na Universidade de Ljubljana. Posteriormente foi melhorado até ser formulado no formato aceleração-deslocamento pelo Fajfar em 1999 e é o método adotado nas versões mais recentes dos EC 8 (EC8-1, 2010). Este procedimento recorre a análises estáticas não lineares e é proposto no regulamento fundamentalmente para a avaliação do desempenho sísmico de estruturas existentes (Almeida, et al., 2011).

Este método um método simplificado onde a correção dos deslocamentos elásticos é realizada com base na transformação de um modelo de vários graus de liberdade (MDOF)

num sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF) com propriedades não lineares e, recorre a um fator que permite reduzir a resposta elástica de forma a contemplar o comportamento inelástico, permitindo determinar a curva de capacidade da estrutura (Teixeira, 2014). A descrição pormenorizada deste método encontra-se nos pontos seguintes (Lopes, 2008).

### Passo 1 - Dados iniciais

Na modelação estrutural, os elementos estruturais são modelados atendendo às suas propriedades não lineares, introduzindo-se as relações constitutivas não lineares para os diferentes elementos estruturais (Figura 5). Considera-se a resistência pós cedência e a capacidade de rotação e dissipação de energia das secções.

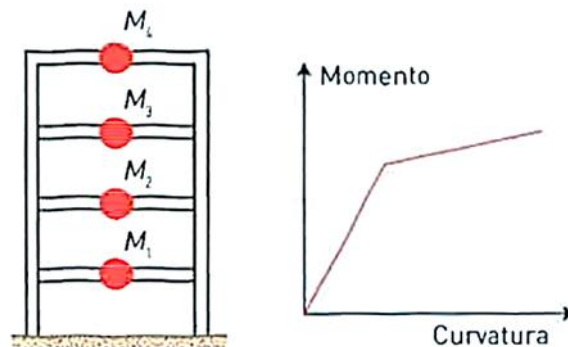


Figura 5 - Modelação estrutural (Lopes, 2008)

A ação sísmica é simulada com forças laterais recorrendo-se a um espectro de resposta elástico, para um valor de coeficiente de amortecimento 5% (para estruturas de betão armado) e considerando um determinado valor de aceleração de pico de solo (Lopes, 2008).

### Passo 2 - Espectro de resposta no formato Aceleração-Deslocamento

O espectro utilizado neste método é apresentado graficamente no formato aceleração/deslocamento (*ADRS - Acceleration Displacement Response Spectrum*), onde os valores espectrais da aceleração  $S_a$ , são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento  $S_d$  (Figura 6).

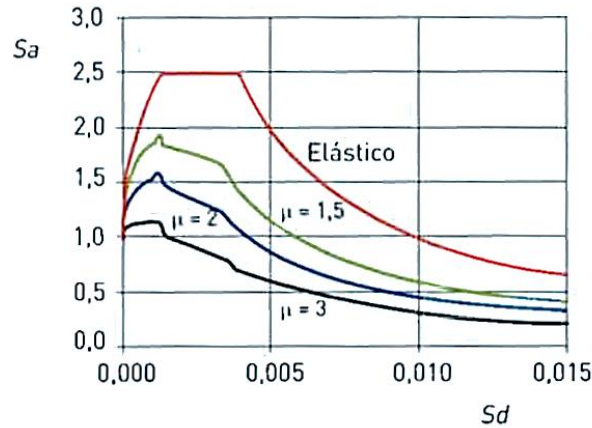


Figura 6 - Espectro de resposta (formato ADRS) (Lopes, 2008)

Para um sistema de um grau de liberdade de período,  $T$ , e com comportamento elástico é válida a equação (A.1), onde  $S_{ae}$ , e  $S_{de}$ , representam, respetivamente, o espectro de resposta elástico de aceleração e de deslocamento (Lopes, 2008).

$$S_{ae} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_{de} \quad (\text{A.1})$$

A determinação dos espectros de resposta inelásticos ( $S_a - S_d$ ) para valores constantes de ductilidade  $\mu$ , é feita de acordo com a equação (A.2), onde  $q_u$  - equação (A.3) - representa o fator de redução devido à dissipação de energia histerética, presente nas estruturas dúcteis.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de} \quad (\text{A.2})$$

$$S_{ae} = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

Ou seja, a introdução da não linearidade, na ação, é realizada por um fator de redução do espectro de resposta elástico. Nesta equação,  $T_c$ , representa um período característico do movimento do solo.

Outros métodos recorrem à definição de um valor de amortecimento viscoso equivalente, sempre superior ao valor de 5% adotado para o amortecimento viscoso de estruturas de betão armado, que tem como objetivo quantificar de uma forma aproximada a dissipação de energia histerética das estruturas (Lopes, 2008).

### Passo 3 - Definição da curva de capacidade resistente

Este é um dos passos mais importantes do método, é o passo que define a características da estrutura através de uma curva de capacidade resistente.

Esta curva é definida a partir do valor do esforço transversal na base da estrutura (Corte basal – V) em função do deslocamento de topo ( $\Delta_{topo}$ ), recorrendo a uma análise não linear e aplicando progressivamente uma distribuição de cargas laterais (Figura 7), até atingir um determinado estado limite (associado a um valor máximo do deslocamento do topo  $\Delta_{topo}^{max}$ ). É necessário definir a direção de aplicação do carregamento lateral e a sua distribuição. O método N2 propõe que a distribuição de forças seja definida de acordo com a equação (A.4), onde a intensidade do carregamento é controlada pelo fator p e onde  $P_i$ ,  $m_i$  e  $\phi_i$  representam, respetivamente, a força lateral a aplicar no piso i, a massa do piso i e a componente i do modo condicionante (Lopes, 2008).

$$P_i = pm_i\phi_i \quad (A.4)$$

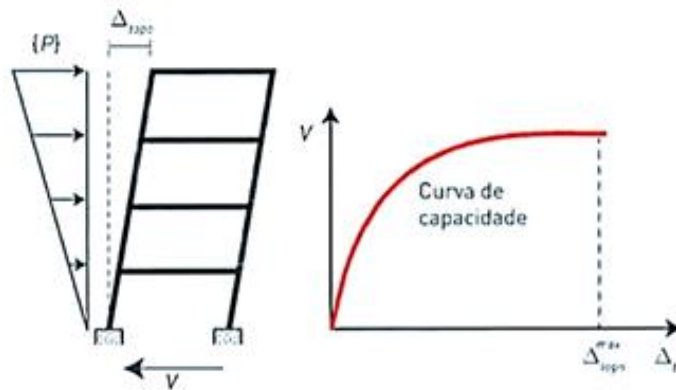


Figura 7 - Definição da curva de capacidade na estrutura (Lopes, 2008)

No EC8 propõem-se, atendendo a que não se sabe exatamente a distribuição exata das forças de inércia, a utilização de mais um tipo de distribuição lateral de forças, com configuração uniforme (Lopes, 2008).

**Passo 4 - Sistema de 1 grau de liberdade equivalente**

Conversão para um sistema de (1 GL)<sub>eq</sub>: Com a Ação sísmica definida e quantificada através de espectros de resposta, a estrutura deve ser modelada a partir de um sistema de um grau de liberdade equivalente.

No método N2, a transformação da estrutura (sistema de N graus de liberdade) para um sistema de um grau de liberdade (1 GL) equivalente é feita a partir do fator de transformação  $\Gamma$ - equação (A.5).

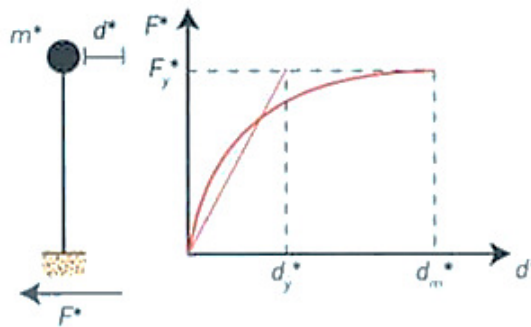
$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (A.5)$$

Desta forma, a força e o deslocamento do sistema de 1 GL são obtidos a partir das expressões apresentadas na equação (A.6).

$$F = \frac{V}{\Gamma} \quad d^* = \frac{\Delta_{topo}}{\Gamma} \quad (A.6)$$

Com esta transformação, consegue-se obter a curva de capacidade resistente para o sistema de 1 GL (Figura 8), onde o valor espectral de aceleração do sistema de (1 GL)<sub>eq</sub>, é dado pela equação (A.7).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (A.7)$$



**Figura 8 - Definição da curva de capacidade no sistema de 1GL equivalente (Lopes, 2008)**

Caracterização do sistema de (1 GL)<sub>eq</sub>: Cálculo de uma “curva” equivalente da curva de capacidade constituída por 2 troços retos, ou seja, bilinear. Esta deve ser definida de tal forma que a rigidez pós-cedência seja zero (uma vez que o fator de redução  $q_u$  é definido como o quociente entre a resistência elástica e a resistência de cedência - equação (A.12) e a energia de deformação (área debaixo do gráfico) correspondente seja igual à energia da

curva de capacidade calculada. A representação bilinear do espectro da capacidade resistente do sistema de 1 GL é necessária para determinar o valor do período elástico do sistema equivalente ( $T^*$ ).

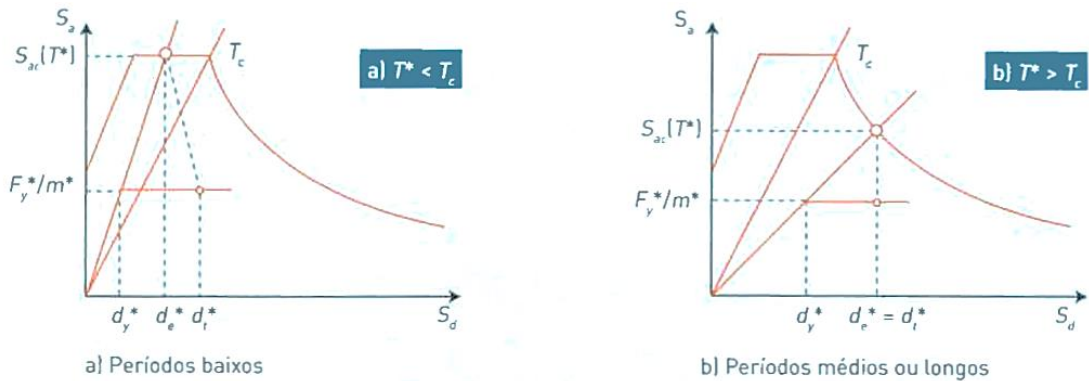
Com a curva bilinear determinada fica definido a resistência do sistema de 1 GL equivalente ( $F_y^*$ ) e o deslocamento de cedência do sistema idealizado ( $d_y^*$ ) (Figura 8b). O período  $T^*$  é então determinado de acordo com a equação seguinte:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (A.8)$$

**Passo 5 - Desempenho sísmico do sistema de 1 grau de liberdade equivalente**

A resposta sísmica da estrutura idealizada (que vai ser quantificada em termos de deslocamento  $d_t^*$ ) pode ser obtida recorrendo a um procedimento gráfico. Nesta fase dois tipos de curvas podem ser traçadas no gráfico Aceleração versus Deslocamento Espectral (formato ADRS) – (Figura 9):

- 1) A curva de capacidade resistente correspondente à curva de capacidade de um sistema de  $(1 \text{ GL})_{eq}$ ;
- 2) O espectro de resposta.



**Figura 9 - Determinação do deslocamento objetivo do sistema de 1 GL equivalente para: a) Períodos baixos; b) Períodos médios ou longos (Lopes, 2008)**

Para um comportamento elástico, o deslocamento objetivo  $d_e^*$  é dado pela equação (A.9), onde  $S_{ac}(T^*)$  representa o valor spectral elástico da aceleração correspondente a  $T^*$  (Figura 9).

$$d_e^* = S_{ae}(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (\text{A.9})$$

A determinação do valor do deslocamento objetivo  $d_t^*$  depende das características dinâmicas do sistema. Assim:

a) Períodos baixos  $T^* < T_c$  (Figura 9a)

Se a estrutura apresenta comportamento elástico [ $F_y^*/m^* > S_{ae}(T^*)$ ]

$$d_t^* = d_e^* \quad (\text{A.10})$$

Se a estrutura apresenta comportamento inelástico [ $F_y^*/m^* < S_{ae}(T^*)$ ]

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_e^* \quad (\text{A.11})$$

Com  $q_u$  dado pela equação (A.12) – ver equação (A.7)

$$q_u = \frac{S_{ae}}{S_a} = \frac{S_{ae}}{F_y^*/m^*} = \frac{S_{ae}m^*}{F_y^*} \quad (\text{A.12})$$

b) Períodos médios e longos  $T^* > T$  (Figura 9b)

$$d_t^* = d_e^* \quad (\text{A.13})$$

### **Passo 6** - Desempenho sísmico da estrutura

Determina-se o deslocamento de topo da estrutura utilizando a equação (A.14).

$$\Delta_{topo} = \Gamma d_t^* \quad (\text{A.14})$$

Seguidamente avalia-se o desempenho sísmico estrutural aplicando progressivamente à estrutura uma distribuição de forças igual à indicada no Passo 3, até a estrutura atingir o  $\Delta_{topo}$ .

Para este valor de deslocamento de topo avaliam-se, por exemplo, as rotações nas extremidades dos elementos estruturais ou os deslocamentos entre pisos. Os resultados obtidos são comparados com os valores resistentes (EC8-1, 2010).

### 3.6. CRITÉRIOS PARA A VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

O nível de segurança sísmica que se pretende dotar o edifício terá de ser definido a montante da aplicação do regulamento pelas entidades competentes. Quando a decisão é de intervenção estrutural, deve-se analisar a estrutura com as alterações e fazer novamente a verificação da segurança.

Na secção 4.6 do EC8-3 (transposto na Tabela 6), é apresentado o quadro síntese que resume a seguinte informação:

- Os valores das propriedades dos materiais a adotar para a avaliação da solicitação e capacidade dos elementos consoante o tipo de análise;
- Os critérios que devem ser seguidos para a verificação da segurança de elementos dúcteis<sup>1</sup> e frágeis<sup>2</sup>, para os diferentes tipos de análise.

Tabela 6 - Valor das propriedades dos materiais e critérios para a análise e verificação da segurança

		Modelo linear		Modelo não linear		Fator comportamento - q		
		Solicitação expectável	Capacidade	Solicitação expectável	Capacidade	Solicitação expectável	Capacidade	
Tipo de elemento ou mecanismo	Dúctil	Aceitação do modelo linear (para a verificação do valor $(\rho_i = D_i/C_i)^3$ )		Da análise. Usar valores médios das propriedades no modelo	Em termos de resistência. Usar valores médios das propriedades divididas pelo CF e pelos fatores parciais.	Da análise	Em termos de resistência. Usar valores médios das propriedades divididos por CF e pelos fatores parciais.	
		Da análise. Com valores médios.	Em termos de resistência. Valores médios.					
		Verificações (se o modelo linear aceite).						
	Frágil	Da análise.	Em termos de deformação. Usar os valores médios divididos pelo CF.		Da análise. Usar valores médios das propriedades no modelo	Em termos de resistência. Usar valores médios das propriedades divididas por CF e pelos fatores parciais.		De acordo com a Parte 1 do Eurocódigo 8
		Verificações (se o modelo linear aceite).						
		Se $\rho_i \leq 1$ : da análise	Em termos de deformação. Usar os valores médios divididos por CF.					
Se $\rho_i > 1$ : Por equilíbrio com a resistência dos resultados. Usar valores médios multiplicados pelo CF.								

<sup>1</sup> Os elementos dúcteis são aqueles que estão sujeitos à flexão simples ou à flexão composta

<sup>2</sup> Os elementos frágeis são aqueles que são sensíveis aos mecanismos de esforço transversal

<sup>3</sup> Em que  $D_i$  é a solicitação e  $C_i$  a capacidade resistente.

A capacidade dos elementos estruturais deve ser verificada de acordo com as seguintes expressões:

➤ **Capacidade de rotação da corda para os diferentes Estados Limite:**

Colapso Eminente,  $\theta_{NC}$  ou  $\theta_{um}$

A expressão (A.15) define a rotação última de um elemento de betão armado, quando sujeito a flexão composta ou simples (EC8-3, 2004).

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

Onde:

$\gamma_{el}$  é o factor de segurança, que para elementos primários é 1,5 e para secundários 1,0;  
 $v$  é o esforço normal reduzido na secção ( $v = N/bhf_c$ ), em que:  $b$  é a largura da zona de compressão e  $N$  é a força axial positiva para compressão;

$\omega'$  é o rácio de percentagem mecânica de armadura longitudinal à compressão;

$\omega$  é o rácio de percentagem mecânica de armadura longitudinal à tracção, nas paredes inclui-se a da alma;

$f_c$  e  $f_{yw}$  são as tensões resistentes do betão à compressão e do aço das cintas respetivamente dividido pelo fator de confiança apropriado;

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$  - percentagem de área de armadura transversal ( $A_{sx}$  paralela à direção  $x$  de carregamento);

$s_h$  - Espaçamento das armaduras;

$b_w$  - Base da secção;

$\rho_d$  - Taxa de armadura diagonal (se existir);

$L_v$  é o vão de corte, igual a  $M/V$  (rácio momento/corte na extremidade da secção);

$h$  é altura da secção transversal;

$\alpha$  é o fator de confinamento efetivo, dado por:  $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right)$ ,

onde:

$b_0$  e  $h_0$  são as dimensões do núcleo de betão cintado;

$b_i$  é a distância entre varões longitudinais abraçados por cintas;

$s_h$  é o espaçamento de cintas.

Dano Significativo,  $\theta_{SD}$

$$\theta_{SD} = \frac{3}{4} \theta_{NC} \quad (\text{A.16})$$

Dano Limitado,  $\theta_{DL}$  ou  $\theta_y$

para vigas e colunas (EC8-3, 2004):

$$\theta_{DL} = \phi_y \frac{Lv + \alpha_v z}{3} \cdot 0,0014 \cdot \left(1 + 1,5 \frac{h}{Lv}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d-d'} \cdot \frac{d_{bl} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.17})$$

Onde:

$\phi_y$  é a curvatura de cedência na extremidade do elemento;

$L_v$  é o vão de corte, igual a  $M/V$  (rácio momento/corte na extremidade da secção);

$\alpha_v$  é 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  $\alpha_v = 0$ ;

$z$  é a altura útil menos o recobrimento;

$h$  é a altura da secção;

$\varepsilon_y$  é igual a  $f_y/E_s$ ;

$d_{bl}$  é o diâmetro médio dos varões longitudinais;

$d$  e  $d'$  são as distâncias à armadura de tração e compressão, respetivamente;

$f_c$  é o valor médio da tensão resistente do betão à compressão;

$f_y$  é a tensão resistente do aço a dividir pelo fator de confiança.

### ➤ Capacidade de resistência ao corte

Colapso Eminente,  $V_R$

A verificação de segurança dos pilares ao esforço transversal é efetuada com recurso à fórmula (A.18) (EC8-3, 2004).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0; 55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \right] \left[ 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,016 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad (\text{A.18})$$

Onde:

$\gamma_{el}$  é o factor de segurança, que para elementos primários é 1,15 e para secundários 1,0;

$h$  é a profundidade da secção transversal;

$x$  é a altura da zona comprimida;

$N$  é o esforço normal de compressão positivo (é igual a 0 se for de tração);

$L_v$  é o vão de corte, igual a  $M/V$  (rácio momento/corte na extremidade da secção);

$A_C$  é a área da secção transversal (b.d);

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto;

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{NC} - \theta_{DL}}{\theta_{DL}} \text{ (exigência de ductilidade em deslocamento);}$$

$\rho_{tot}$  é a percentagem total da armadura longitudinal na secção;

$V_w$  é o valor do esforço resistente pelas armaduras transversais

**Nota:** a verificação dos outros dois Estados Limite (Dano Significativo e Limitação de Dano) não é necessária, exceto quando são os únicos a ser verificados, nesse caso deve ser aplicado o disposto na secção A.3.3.1 do EC8-3.

## 4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

### 4.1. MODELAÇÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

#### 4.1.1. BETÃO

O programa utilizado na modelação dos elementos de betão foi o *SeismoStruct*, ele tem vários modelos diferentes para simular o comportamento uniaxial do betão para carregamentos cíclicos. O modelo adaptado no presente trabalho foi o modelo de comportamento não linear de Mander *et al.* (Mander, *et al.*, 1988).

Este modelo tem sido utilizado por diferentes autores com excelentes resultados, quer na representação do comportamento de elementos isolados, quer na representação do comportamento global de edifícios de betão armado, sujeitos a ações cíclicas. No modelo de confinamento constante não linear uniaxial adotado, os efeitos de confinamento proporcionados pela armadura transversal lateral são incorporados pelas regras propostas por Mander *et al.* [1988], onde a pressão devida ao confinamento constante é assumida em toda a gama de tensões-deformações nos elementos (Figura 10) (Mander, *et al.*, 1988) (Seismosoft, 2018).

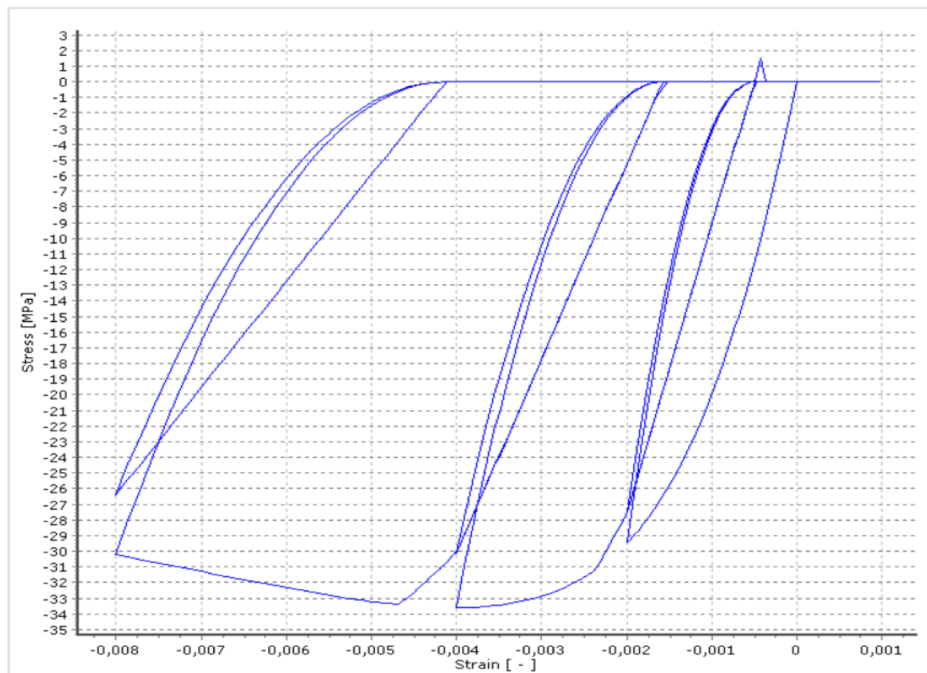


Figura 10 - Relação tensão-deformação (Mander, *et al.*, 1988)

Os parâmetros de calibração do modelo, que devem ser definidos para descrever completamente as características mecânicas do material, são:

**Tensão resistente à compressão –  $f_c$ :** Este valor representa a tensão máxima de compressão do betão num provete cilíndrico (100 x 200 mm), variando habitualmente entre 15 MPa e 45 MPa.

**Tensão resistente à tração –  $f_t$ :** Este valor representa a tensão máxima de tração do betão. Quando este valor é atingido, o betão perde abruptamente a sua resistência à tração.

**Deformação na tensão máxima –  $\epsilon_c$ :** Este parâmetro representa a deformação correspondente ao pico da tensão de compressão no betão não confinado ( $f_c$ ). Para o caso da resistência normal de um betão, este valor está compreendido entre 0,002 e 0,0022.

**Peso volúmico –  $\gamma$ :** Este parâmetro representa o peso específico do betão.

#### 4.1.2. AÇO

O programa *SeismoStruct*, apresenta também quatro modelos diferentes para idealizar o comportamento do aço. O utilizado no trabalho foi o modelo de Menegotto-Pinto, trata-se de um modelo simples, mas eficiente, baseado numa relação de tensões-deformações propostas Menegotto-Pinto (Figura 11) (Menegotto, et al., 1973). O seu emprego deve limitar-se à modelação de estruturas de betão armado, particularmente aquelas sujeitas a históricos de carga complexos, onde podem ocorrer significativas alterações nas cargas.

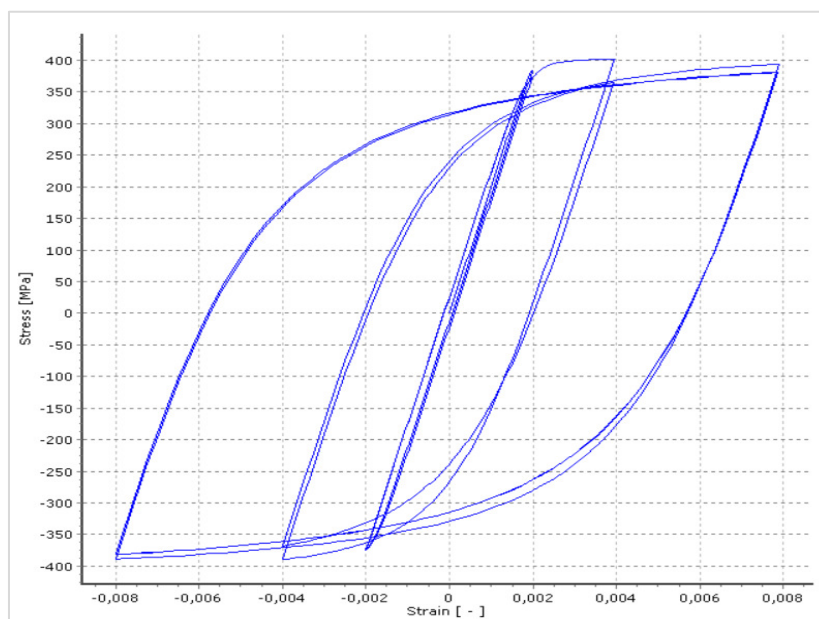


Figura 11 - Relação tensão-deformação (Menegotto, et al., 1973)

Os parâmetros de calibração do modelo, que devem ser definidos para descrever completamente as características mecânicas do material, são:

**Módulo de elasticidade – Es:** Este parâmetro representa a rigidez elástica inicial do aço e o seu valor oscila normalmente entre 200 e 210 GPa.

**Tensão de cedência – fy:** Corresponde ao valor da tensão na cedência, que normalmente varia entre 230 e 650 (MPa).

**Parâmetro de endurecimento –  $\mu$ :** Este é um parâmetro que representa a relação entre a rigidez pós-cedência ( $E_{SP}$ ) e a rigidez elástica inicial ( $E_s$ ) do material. A rigidez pós-cedência é definida pela expressão (A.19), onde  $f_{ult}$  e  $\epsilon_{ult}$  representam a tensão última e deformação última do material, respetivamente.

$$E_{SP} = \frac{f_{ult} - f_y}{\epsilon_{ult} - \frac{f_y}{E_s}} \quad (A.19)$$

O parâmetro de endurecimento oscila geralmente entre 0,005 e 0,015, tendo sido adotado em todas as armaduras o valor de 0,005;

**Parâmetro de forma da curva de transição inicial –  $R_0$ :** Este parâmetro representa o valor inicial (referente ao primeiro ciclo) para o parâmetro  $R$ , que controla a forma da curva de transição entre a rigidez inicial e a rigidez pós-cedência. Este valor é necessário para representar de uma forma precisa os efeitos de *Baushinger* e *Pinching*<sup>4</sup> do efeito histerético. Utilizou-se o valor pré-definido pelo programa de cálculo para este parâmetro que é de 20;

**Coefficientes de calibração da forma da curva de transição –  $a_1$  e  $a_2$ :** Estes são os dois coeficientes utilizados para calibrar as mudanças que têm de ser aplicadas ao parâmetro  $R_0$  de modo a obter o parâmetro de forma da curva de transição atualizado  $R_n$ . Enquanto o coeficiente  $a_1$  é habitualmente considerado como tendo o valor fixo de 18,5, o coeficiente  $a_2$  pode variar entre 0,05 e 0,15, tendo-se utilizado o valor 0,15;

**Coefficientes de calibração do endurecimento isotrópico –  $a_3$  e  $a_4$ :** Estes dois coeficientes são utilizados para definir o grau em que o endurecimento isotrópico é introduzido nas

---

<sup>4</sup> Efeito de “pinching”: é um efeito muito importante na representação do comportamento em corte de elementos de betão armado. Este efeito, simula um efeito de aperto e é devido à abertura e refechamento das fendas durante a recarga.

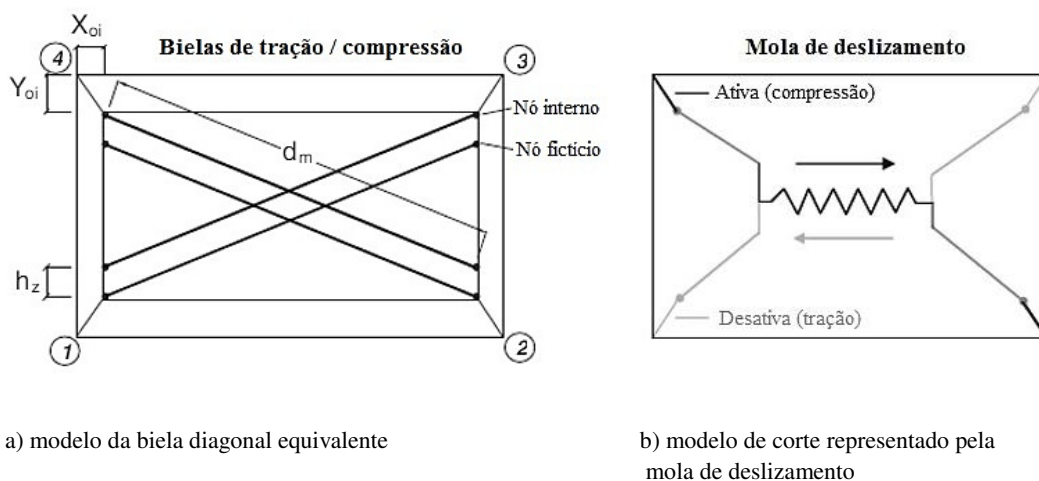
características dos ciclos de resposta em tensão-deformação do material. Nos casos gerais, o coeficiente  $a_3$  varia entre 0,01 e 0,025, enquanto o coeficiente  $a_4$  oscila entre 2 e 7;

**Peso volúmico –  $\gamma$ :** Este parâmetro representa o peso específico do aço.

## 4.2. MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Na modelação das paredes de alvenaria de enchimento foi utilizado o mesmo programa, o *SeismoStruct*. Na modelação numérica das paredes de alvenaria de enchimento foi utilizado o macro modelo da dupla biela diagonal equivalente proposto por Crisafulli e validado por Smyrou (Crisafulli, 1997) (Smyrou, et al., 2011).

Na modelação numérica das paredes de alvenaria de enchimento foi utilizado o macro modelo da dupla biela diagonal equivalente proposto por Crisafulli e validado por Smyrou (Crisafulli, 1997) (Smyrou, et al., 2011), como se pode observar na Figura 12.



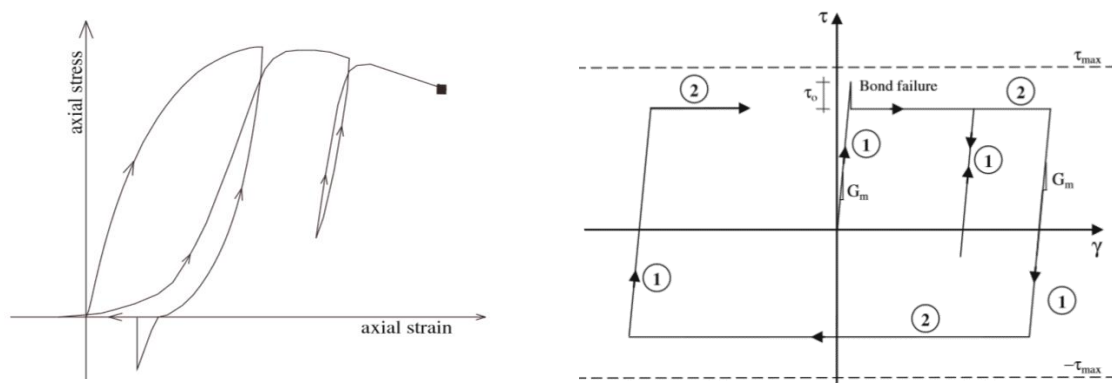
**Figura 12 - Modelo utilizado para a modelação das paredes de alvenaria (Seismosoft, 2018)**

Cada parede de alvenaria, segundo a proposta de Crisafulli, é representada por 4 bielas e duas molas de comportamento não-linear sendo que em cada direção diagonal possui duas bielas paralelas que transmitem os esforços e deformações nos dois cantos diagonalmente opostos e uma mola para contabilizar a resistência e o deslizamento. A presença desta última mola reflete a importância da deformação por corte e da força de corte na resposta de uma parede de alvenaria não estrutural. Ela atua exclusivamente em toda a diagonal da parede de alvenaria sendo que depende apenas da sua deformação (Smyrou, et al., 2006) (Furtado, 2013).

Como se pode observar na Figura 12, neste modelo existem 4 nós internos que simulam os pontos de contacto entre a alvenaria e os elementos de betão armado na realidade, assim como 4 nós fictícios (ou seja um segundo suporte) que são introduzidos com o objetivo de representar o comprimento e a largura de contacto entre os pilares de betão armado e a parede de alvenaria (Seismosoft, 2018).

Assim, o modelo da biela diagonal equivalente considera que as forças e os momentos são introduzidos nos pilares como resultado da excentricidade com que os elementos de betão armado adjacentes comprimem as paredes de alvenaria. Os deslocamentos e as forças originados nos pontos fictícios são transformados em deslocamentos nos nós externos adjacentes. A direção da mola depende da direção do deslocamento (Smyrou, et al., 2006).

As quatro bielas diagonais utilizam o modelo de comportamento histerético desenvolvido por Crisafulli (Crisafulli, 1997) (Figura 13 a) o qual consiste em cinco leis que têm em conta os diferentes modos de tensão, enquanto que a biela de deslizamento utiliza uma lei de comportamento histerético bilinear (Figura 13 b) (Smyrou, et al., 2006).



a) comportamento histerético das bielas de compressão      b) comportamento histerético da mola de deslizamento

**Figura 13 - Comportamento histerético (Smyrou, et al., 2006)**

#### 4.2.1. PARÂMETROS MECÂNICOS E GEOMÉTRICOS DO MODELO

A calibração deste modelo envolve uma seleção cautelosa ou mesmo o cálculo dos parâmetros envolvidos. São necessários determinados parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos para definir o comportamento dos suportes da alvenaria. É de seguida descrito uma lista de variáveis necessárias como dados de entrada, assim como acompanhadas dos valores que são recomendados por Smyrou (Smyrou, et al., 2006).

#### 4.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS

**Resistência à compressão  $f_{m\theta}$ :** Parâmetro que controla a resistência do suporte e tem de se distinguir da força de compressão padrão da alvenaria, tendo em conta a inclinação das tensões principais de compressão assim como o modo de rotura expectável da alvenaria. Pode ser calculada a partir da equação (A.20) quando se possui valores experimentais de ensaios à compressão da alvenaria (Smyrou, et al., 2006):

$$f_{m\theta} = f_1 \text{sen}(\theta)^2 \quad (\text{A.20})$$

Em que:

$f_{m\theta}$  – resistência à compressão na direção  $\theta$ ;

$f_1$  – valor da tensão principal registada nos ensaios à compressão das paredes de alvenaria;

$\theta$  – Ângulo da biela com a direção horizontal (Figura 14).

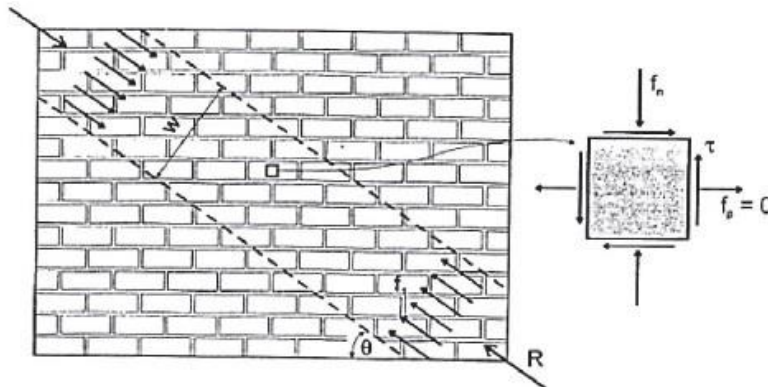


Figura 14 - Estado de tensão considerado para avaliar a tensão de compressão  $f_{m\theta}$  (Smyrou, et al., 2006)

**Módulo de Elasticidade  $E_m$ :** Representa o declive inicial da curva tensão-extensão e o seu valor tem grandes variações, podendo mesmo estar entre  $400 f_{m\theta}$  e  $1000 f_{m\theta}$ . A resistência à compressão  $f_{m\theta}$  pode tomar valores diferentes consoante a dimensão da parede, assim, o módulo de elasticidade variará de igual forma dado que são grandezas diretamente proporcionais (Smyrou, et al., 2006). A expressão adotada para determinar este parâmetro é dada pela equação (A.21):

$$E_m = 1000 f_{m\theta} \quad (\text{A.21})$$

**Resistência à tração  $f_t$ :** Representa o valor da resistência à tração da parede de alvenaria. Depois de vários ensaios experimentais obtido dentro de uma campanha de testes de compressão diagonal, Varum (H. Varum 2003) estimou um valor de 0,575 MPa,

Extensão à máxima tensão  $\varepsilon_m$ : Representa a deformação imposta pela força máxima e influencia a rigidez secante do ramo ascendente da curva tensão-deformação. O valor fornecido por Smyrou e que fornece melhores resultados é o de 0.0012 (Smyrou, et al., 2011).

Extensão última  $\varepsilon_u$ : Este parâmetro serve para controlar o ramo descendente da curva tensão-deformação, que é modelado através de uma parábola de forma a obter um melhor controlo da resposta das bielas. O valor sugerido por Smyrou é o de 0.024 (Smyrou, et al., 2011).

Extensão de fechamento  $\varepsilon_{cl}$ : Define a extensão depois das fraturas fecharem parcialmente, permitindo o desenvolvimento de tensões de compressão. Os valores sugeridos por Smyrou variam entre 0 e 0.003 (Smyrou, et al., 2011).

Tensão de ligação de deslizamento  $\tau_0$  e coeficiente de atrito  $\mu$  e tensão máxima de deslizamento: A tensão de deslizamento resulta da combinação de dois mecanismos: A tensão de ligação e a resistência do atrito entre pontos de argamassa e os tijolos. A tensão de deslizamento pode definir-se como a soma das tensões de ligação de deslizamento  $\tau_0$  e do coeficiente de atrito  $\mu$  multiplicados pelo valor absoluto da tensão normal de compressão na direção perpendicular às juntas horizontais. Os valores de  $\tau_0$  e de  $\mu$  podem ser obtidos através de ensaios de deslizamento (Smyrou, et al., 2011).

#### 4.2.3. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

Distância vertical e horizontal dos pontos externos  $x_{oi}$  e  $y_{oi}$ : Representa a redução das paredes de alvenaria devido à profundidade dos elementos de betão armado. Estes dois parâmetros definem as coordenadas dos nós fictícios (Smyrou, et al., 2011).

Espessura da parede de alvenaria  $t_w$ : É o valor da espessura da parede de alvenaria considerando a presença de juntas de argamassa.

Separação vertical entre as bielas  $h_z$ : A distância entre as bielas conduz a resultados razoáveis para valores entre 1/3 e 1/2 do comprimento de contacto. O comprimento de contacto é calculado através da equação (A.22), sugerida por Smyrou (Smyrou, et al., 2011):

$$z = \frac{\pi}{2 * \lambda} \quad (A.22)$$

Em que:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m * t_w * \sin(2\theta)}{4 * E_c * I_c * h_w}} \quad (A.23)$$

Onde  $E_c$  e  $I_c$  caracterizam a rigidez à flexão dos pilares, sendo os restantes parâmetros apresentados na Figura 15.

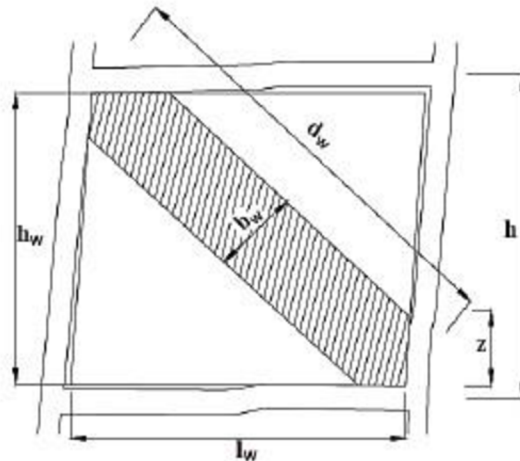


Figura 15 - Configuração da parede de alvenaria com os respetivos parâmetros geométricos (Smyrou, et al., 2011)

Área da biela: É o produto da espessura da parede e a largura equivalente da biela  $b_w$ , que varia entre 10% e 25% da diagonal da parede de alvenaria. Até a parede fissurar, o comprimento de contacto entre os elementos de betão armado e a alvenaria diminui com o aumento dos deslocamentos laterais afetando assim área equivalente das bielas. Para controlar a variação da rigidez e do comprimento axial da biela, o valor da área residual é inserido no modelo sob a forma de percentagem da área inicial. O valor da área varia linearmente em função da deformação axial (Figura 16).

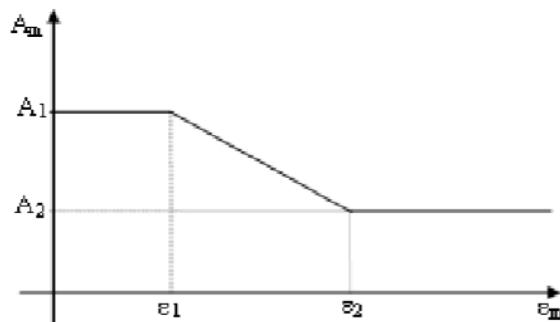


Figura 16 - Variação da área da parede de alvenaria em função da deformação axial (Smyrou, et al., 2006)

Uma correta avaliação da área da biela equivalente consiste no facto da rigidez da parede de alvenaria e, conseqüentemente a rigidez global, serem diretamente afetadas (Smyrou, et al., 2006). Smyrou sugere valores de 0.0003 e 0.0006 para  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  respetivamente para paredes de alvenaria de pequenas dimensões e de 0.0005 e 0.0009 para paredes de alvenaria de grandes dimensões.



## 5. ESTRATÉGIAS E TÉCNICAS DE REFORÇO SÍSMICO

### 5.1. ENQUADRAMENTO

A definição das técnicas de reforço sísmico e do tipo de intervenção a adotar, por forma a garantir o comportamento eficiente de um edifício é um processo bastante complexo pois existem fatores que condicionam este processo tais como: questões socioeconómicas, o binómio custo-importância do edifício, a duração do trabalho/interrupção da utilização do edifício, a funcionalidade e compatibilidade estética e arquitetónica da intervenção com o projeto inicial (Elnashai, 2006).

Em qualquer caso a seleção da estratégia de reforço a adotar para um edifício e a sua implementação, deve ser desenvolvida com base nos resultados de uma prévia avaliação estrutural rigorosa. As estratégias de reforço sísmico das estruturas podem ser classificadas em dois grandes grupos (Varum, 2003):

- técnicas de intervenção ao nível global da construção
- técnicas de intervenção ao nível do elemento estrutural

A estratégia de reforço do sistema global é adequada se a maioria dos elementos não forem frágeis e tiverem um bom comportamento face a solicitações sísmicas na estrutura reabilitada. No caso das estruturas em que muitos dos seus elementos possuam um deficiente comportamento face a uma ação sísmica, dificilmente apenas as estratégias de reforço local serão suficientes por forma a garantir uma boa resposta estrutural. Na maioria dos casos a melhor solução de melhoramento do comportamento sísmico da estrutura passa pela combinação de soluções pertencentes a estas duas famílias de estratégias (Varum, 2009). Qualquer que seja a estratégia adotada, esta não deverá prejudicar a resposta estrutural e respetivamente a segurança de nenhum elemento estrutural em nenhuma característica (Fardis, 1998) (Furtado, et al., 2014).

A execução da obra deverá ser sempre realizada por pessoal qualificado. Este tipo de intervenção exige empresas vocacionadas para este tipo de trabalhos, que estejam habituados a usar tecnologias apropriadas e que possam interatuar com a equipa projetista, já que no decorrer da obra surgem normalmente situações que obrigam a medidas especiais ou a

alterações importantes que devem ser explicadas e apreendidas de uma forma célere e eficiente pelas pessoas responsáveis pela obra.

## **5.2. TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO AO NÍVEL GLOBAL DA CONSTRUÇÃO**

As técnicas de reforço associadas a uma estratégia de reforço global da estrutura são na grande maioria das situações menos onerosa que o reforço de todos os elementos estruturais, especialmente se este tipo de intervenção obrigar à interdição temporária do edifício, demolição e reconstrução de elementos não estruturais tais como paredes de alvenaria de enchimento ou tetos falsos.

Dentro das técnicas de intervenção ao nível global da construção, algumas soluções de reparação e reforço podem passar por (Lopes, 2008) (Varum, 2003):

- Demolição total ou parcial da estrutura (este tipo de técnica poderá implicar um elevado condicionalismo na utilização do edifício);
- Limitação no uso, reduzindo as ações na estrutura;
- Modificação do sistema estrutural (como por exemplo a introdução de juntas de dilatação no edifício irregular transformando-o em várias estruturas regulares e utilização de sistemas de isolamento de base);
- Substituição de elementos altamente danificados;
- Inclusão de elementos estruturais adicionais, (como por exemplo a adição de paredes resistentes de betão armado e de contraventamentos metálicos com e sem elementos dissipadores de energia para correção da distribuição da rigidez e resistência nos pisos do edifício).

## **5.3. TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO AO NÍVEL DO ELEMENTO ESTRUTURAL**

A aplicação de técnicas de reforço é dependente do tipo de problema detetado e deverá ser objeto de um relatório de inspeção que convirá que seja minucioso, conciso e preciso sobre o tipo de intervenção a efetuar. Tem-se observado que alguns edifícios existentes possuem características de rigidez e resistência apropriadas. No entanto, alguns dos seus elementos estruturais não possuem a adequada resistência, rigidez e/ou capacidade de deformação por

forma a satisfazer os objetivos de desempenho impostos à estrutura. Estes tipos de deficiências estruturais locais, podem ser corrigidas/eliminadas recorrendo a vários tipos de técnicas. Assim este tipo de técnicas revela-se importante na reparação e/ou reforço de edifícios para os quais existe apenas um número de elementos apresenta deficiências estruturais (Furtado, et al., 2014).

Modificações a nível local dos elementos resistentes podem ser realizadas sem, no entanto, modificar a configuração do sistema global resistente às ações sísmicas. Este tipo de técnicas de reforço poderá ser a solução economicamente mais vantajosa, em situação de deficiência de apenas alguns elementos de um edifício.

Normalmente neste tipo de intervenção, cada caso é um caso e não existem soluções standard, embora se possam generalizar algumas das técnicas, como seja o caso da solução de encamisamento, que é uma técnica que pode ser usada em várias situações, mas por vezes com soluções diferenciadas e com materiais distintos. As técnicas mais comuns são as seguintes (Lopes, 2008) (Varum, 2003):

- Encamisamento com betão armado;
- Encamisamento metálico;
- Encamisamento com fibras ou mantas de carbono ou vidro;
- Encamisamento com betão projetado;
- Encamisamento com perfis metálicos;
- Adição de armaduras adicionais;
- Pré-esforço;
- Reforço do sistema de contraventamento;
- Outras técnicas.

A reparação e/ou reforço de estruturas de betão armado requer em geral a utilização de alguns materiais especiais e diferentes dos adotados na realização de construções novas ou a associação destes com alguns mais convenientes. Os materiais mais usados são os seguintes (Lopes, 2008):

- Resinas;
- Fibras de carbono ou de vidro;
- Argamassas;
- Armaduras de reforço;
- Betão projetado;
- Aços de pré-esforço





de 2018 (Rodrigues, et al., 2018), elaborado no âmbito de uma solicitação da Câmara Municipal de Leiria, ao Departamento de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria. Este relatório apresenta a caracterização estrutural do edifício, os resultados da verificação da segurança e ainda as conclusões e recomendações consideradas pertinentes, de acordo com a análise considerada. Porém o relatório não faz a identificação do tipo de fundação do edifício, nem a identificação das propriedades do terreno de fundação.

### **6.2.1. INSPEÇÃO VISUAL E DANOS OBSERVADOS**

Nas inspeções efetuadas não foram observados danos significativos na envolvente exterior nem nos espaços interiores que pudessem evidenciar problemas na estrutura.

Foram apenas identificadas algumas patologias não estruturais, tais como presença de vegetação e a fissuração do revestimento, que são apresentadas em seguida em modo de registo fotográfico detalhado (Figura 18 e Figura 19).



**Figura 18 - Presença de Vegetação**



**Figura 19 - Fissuração de revestimentos**

## 6.2.2. LEVANTAMENTO ESTRUTURAL

O edifício é composto por 4 blocos, com funcionamento estrutural independente, separados por juntas de dilatação. Os blocos são muito semelhantes sendo apenas estudado um dos blocos, onde está localizado uma parte do Arquivo Municipal (Figura 20).



Figura 20 - Identificação do bloco em estudo (Imagem Google Earth)

A estrutura foi realizada seguindo a construção clássica com lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas, apoiadas em vigas que por sua vez descarregam em pilares. Face ao período em que se executou a estrutura e às características do edifício, considerou-se que os materiais empregues na execução dos diferentes elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) são um betão da classe C20/25 e um aço da classe A400NR. Não existe qualquer elemento escrito ou desenhado sobre o projeto das fundações nem da sua forma de execução (Rodrigues, et al., 2018).

As comunicações verticais do edifício são asseguradas por uma caixa de escada e uma caixa de elevador, sendo os lanços da escada em betão armado. A cobertura é em painel tipo sanduiche, não correspondendo esta à solução original (Rodrigues, et al., 2018). Existe ainda uma caixa de escadas exterior de acesso ao edifício separada a este por uma junta de dilatação. O pé direito dos três pisos foi retirado com auxílio de um medidor de distância laser (Figura 21) e verificou-se que os resultados observados se aproximam de 3,0m, por aproximação às décimas.



Figura 21 - Pé-direito do piso 1

Dado o levantamento geométrico e os dados do relatório técnico do edifício em estudo foram elaboradas plantas arquitetónicas que representam os elementos estruturais, as vigas, os pilares e a orientação das lajes, apresentadas da Figura 22 à Figura 24.

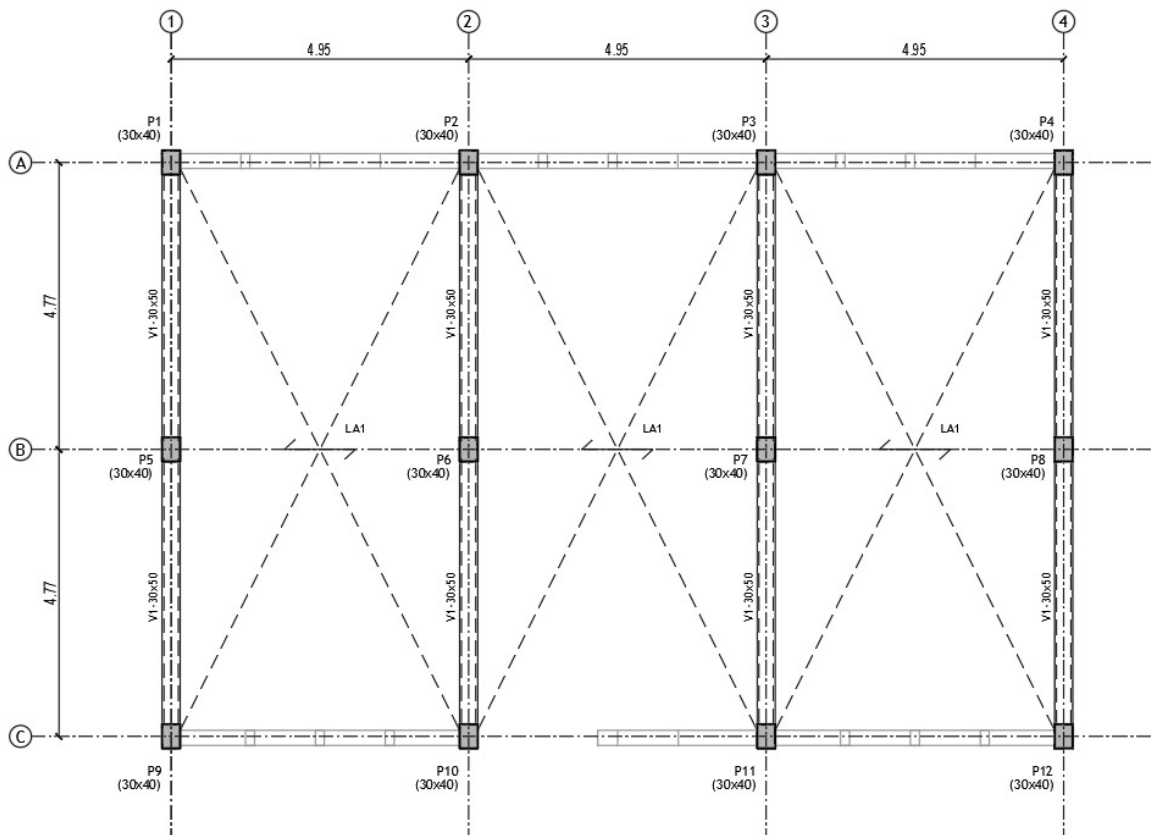


Figura 22 - Identificação dos pilares e vigas e da orientação das lajes no piso 1

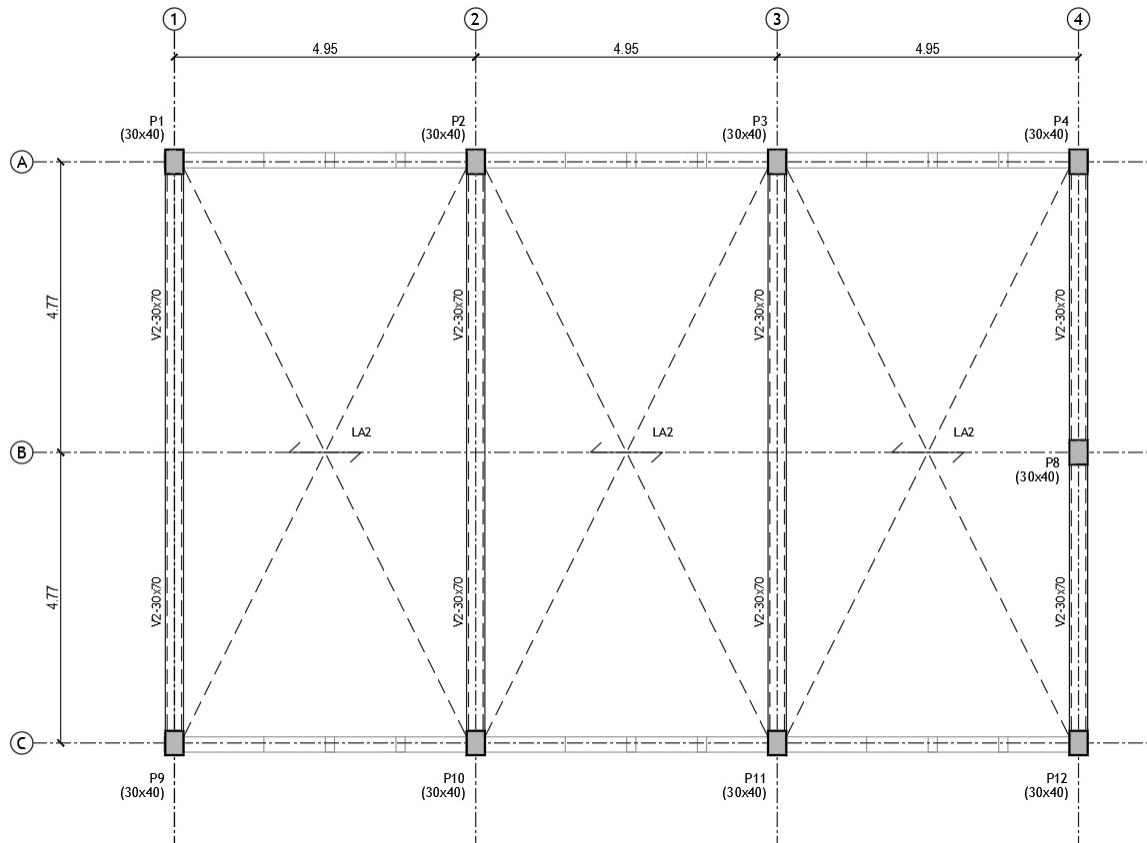


Figura 23 - Identificação dos pilares e vigas e da orientação das lajes no piso 2

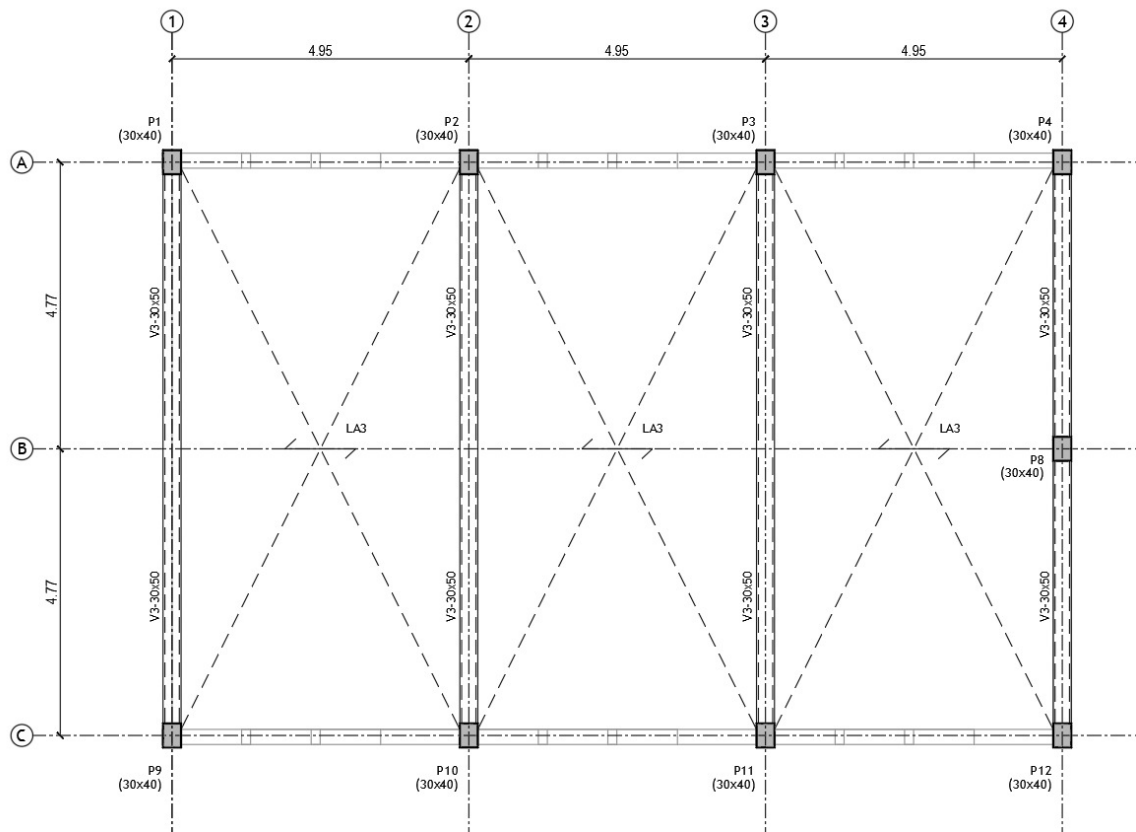


Figura 24 - Identificação dos pilares e vigas e da orientação das lajes na cobertura

Segundo o relatório técnico, foram realizados ensaios *in-situ* não destrutivos com recurso ao pacómetro para a caracterização das armaduras em alguns pilares e vigas (posição relativa, diâmetros e recobrimento) e ainda foram feitas sondagens pontuais a um pilar e uma viga para esclarecimento e verificação de armaduras detetadas. A armadura longitudinal dos pilares concluiu-se ser constituída por  $4\text{Ø}20$  mm, com um varão em cada canto, e a armadura transversal por cintas de  $\text{Ø}8$  mm com afastamento de 30 cm. Relativamente ao recobrimento verificaram-se espessuras de 3 cm. Para as vigas, segundo o relatório, verificou-se que existe uma viga tipo em cada piso, tendo sido apenas possível identificar a armadura inferior, pelo que a armadura superior apresentada deve ser entendida como meramente indicativa. A geometria das vigas e a disposição das armaduras detetadas apresentam-se de forma resumida na (Figura 25) (Rodrigues, et al., 2018).

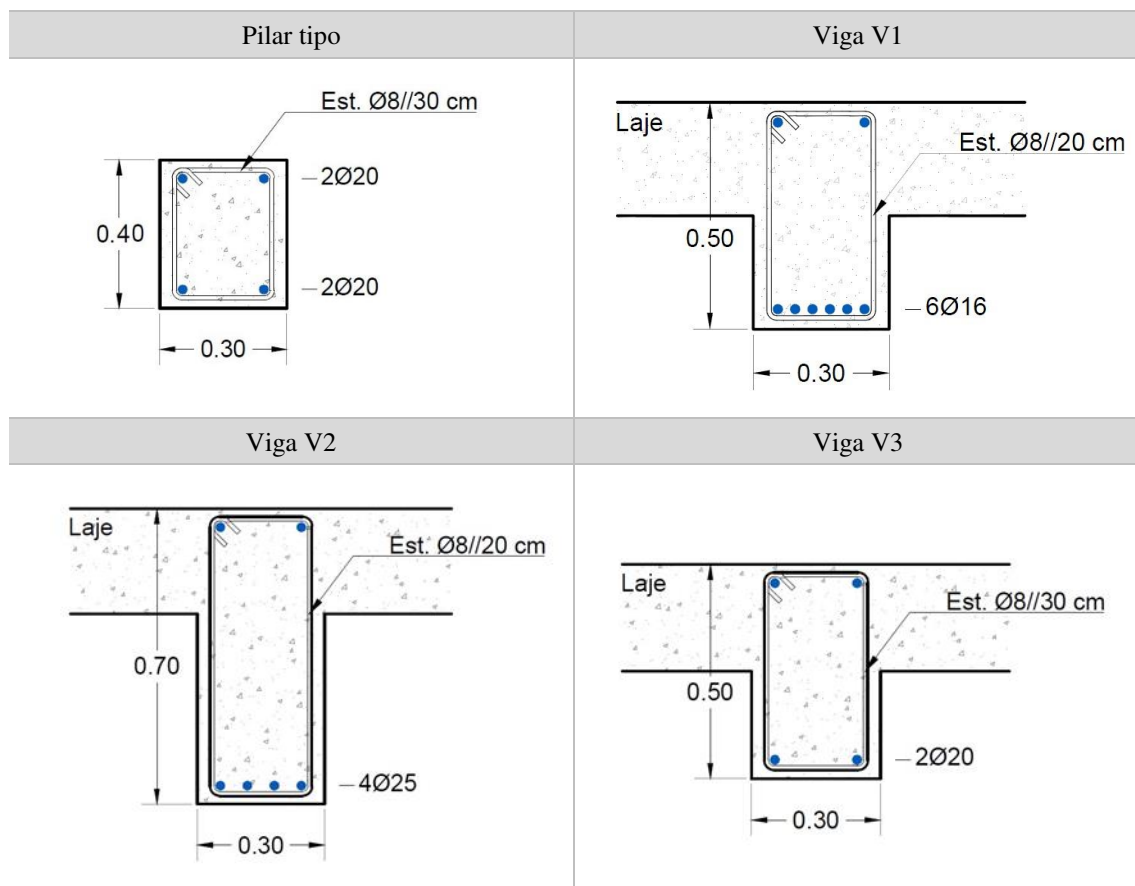


Figura 25 - Armaduras identificadas (Rodrigues, et al., 2018)

De acordo com o relatório técnico, não foram realizadas sondagens às fundações, desconhecendo-se o que está executado em obra, pelo que a alteração de uso do edifício pode ser condicionada pela capacidade de suporte do solo face às fundações. Em resumo pode

concluir-se de acordo com a análise do relatório, que a estrutura não cumpre as condições de segurança regulamentares, considerando a utilização dos espaços (primeiro piso será arquivo e segundo piso escritório).

Também é dado importância ao facto de o edifício em estudo ser projetado antes da entrada em vigor da atual regulamentação relativa à definição das ações, considerada no relatório. Este facto é mais relevante no que se refere à ação sísmica, que poderá não ter sido considerada no projeto inicial ou a ser considerada foi de uma forma muito simplificada. Das análises realizadas no relatório, verifica-se que para os níveis de ação sísmica regulamentares atuais a segurança dos pilares não é verificada (Rodrigues, *et al.*, 2018).

### **6.2.3. NÍVEIS DE CONHECIMENTO E FATORES DE CONFIANÇA**

Acerca do edifício em estudo possui-se, como informação base, as plantas e as pormenorizações dos elementos estruturais do relatório técnico. Pode-se assumir que foram realizadas inspeções a 50% dos elementos e testes a 2 amostras de materiais por piso. Da conjugação de todos estes dados assume-se um nível normal de conhecimento do edifício (KL2). Sendo, portanto, adotado o fator de confiança  $CF=1,2$ . Este nível de conhecimento permite recorrer a todos os tipos de análise.

## **6.3. REGULARIDADE ESTRUTURAL**

A verificação dos critérios associados à regularidade em planta e em altura tem implicações no modelo estrutural, no método de análise e no coeficiente de comportamento.

### **6.3.1. REGULARIDADE EM PLANTA**

A classificação do tipo de sistema estrutural depende diretamente da regularidade em planta do edifício, pelo que esta acaba por ter influência nos valores recomendados para os coeficientes de comportamento.

A análise da regularidade em planta pressupõe a verificação de várias condições a seguir especificadas, de acordo com o disposto na clausula 4.2.3.2 da NP EN 1998-1 (EC8-1, 2010):

- a rigidez lateral e a distribuição de massa é aproximadamente simétrica em relação a dois eixos ortogonais;
- a configuração em planta é compacta, ou seja, cada piso do edifício pode ser delimitado por uma poligonal convexa;

- a rigidez dos pisos no plano é suficientemente grande quando comparada à rigidez lateral dos elementos verticais;
- o valor da esbelteza do edifício em planta é inferior a 4 ( $\lambda=L_{\text{máx}}/L_{\text{min}} = 1,42$ );
- Para cada piso e em cada direção de cálculo (x e y), a excentricidade estrutural ( $e_0$ ) e o raio de torção, r, verificam as seguintes condições:

$$\begin{cases} e_{ox} \leq 0,30 \times r_x \\ e_{oy} \leq 0,30 \times r_y \end{cases} \quad (\text{A.24})$$

$$\begin{cases} r_x \geq l_s \\ r_y \geq l_s \end{cases} \quad (\text{A.25})$$

Onde:

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

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

$r_x$  – Raio de torção que corresponde à raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y;

$r_y$  – Raio de torção que corresponde à raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção x;

$l_s$  – Raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso)

Neste tipo de edifício com vários pisos, só seria possível uma definição aproximada do centro de rigidez e do raio de torção, se todos os sistemas resistentes a ações laterais fossem contínuos desde a fundação até ao topo do edifício, o que não o que não se verifica (EC8-1, 2010).

Face a algumas exigências apresentadas deste critério, recorreu-se um método alternativo para a avaliação da regularidade em planta, o qual é analisado com a aplicação das grandezas modais obtidas através do programa de cálculo automático *SeismoStruct*.

Este critério é automaticamente satisfeito, porque os resultados da análise modal apresentada na Tabela 7, demonstra que o período do primeiro modo de vibração de torção é inferior aos períodos dos primeiros modos de translação (Rodrigues, 2019).

Tabela 7 - Modos de vibração e períodos da estrutura

Modo de Vibração	Identificação do Modo de Vibração	Períodos [s] (MCPA)	Períodos [s] (MSPA)
1	Transversal (direção x)	0,3211	0,5574
2	Longitudinal (direção y)	0,4100	0,4429
3	Torção	0,1157	0,3802

O edifício classifica-se como regular em planta, pois todos os critérios são cumpridos.

### 6.3.2. REGULARIDADE EM ALTURA

A análise da regularidade em altura pressupõe a verificação de várias condições a seguir especificadas, de acordo com o disposto na clausula 4.2.3.3 da NP EN 1998-1 (EC8-1, 2010):

- Nem todos os sistemas resistentes a ações laterais (núcleos, paredes estruturais ou pórticos) são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício, pois existem pilares no piso do rés-do-chão que não se desenvolvem até ao topo do edifício.
- A rigidez lateral e a massa de cada piso apresentam diferenças significativas em altura, no primeiro piso concentra-se a maioria da massa do edifício, 56% da massa do edifício (Tabela 8).

Tabela 8 - Massa de cada piso do edifício

Piso	Massa por piso [ton]	% Massa por piso
1	130,016	56
2	57,785	25
3	43,339	19

- No caso de a construção apresentar recuos, aplicam-se umas determinadas condições adicionais, que para este estudo não são relevantes, pois o edifício não tem recuos.
- A relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo varia desproporcionadamente entre pisos adjacentes, em especial nos pórticos com painéis de alvenaria de enchimento.

A regularidade em altura não é verificada, porque nem todos os critérios são satisfatórios.

## 6.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 6.4.1. ENQUADRAMENTO

O programa de cálculo automático utilizado para modelar o caso de estudo foi o *SeismoStruct*, que é um programa desenvolvido com o objetivo de fornecer o comportamento de diferentes tipos de estruturas quando sujeitas à ação sísmica. O *SeismoStruct* usa modelos espaciais e tem em consideração a não linearidade geométrica e dos materiais e dispõe de vários tipos de análises não lineares, estáticas e dinâmicas. Tendo em conta que a avaliação da vulnerabilidade sísmica do presente caso de estudo se baseia em um modelo não linear, o *SeismoStruct* apresenta-se como uma ferramenta de cálculo adequada, bastante útil e intuitiva, que permite simular os efeitos da ação sísmica da estrutura com uma considerável aproximação à realidade.

### 6.4.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

#### Betão

O modelo adaptado para a modelação dos elementos de betão foi o “modelo de comportamento não linear de Mander et. al.” (Mander, et al., 1988), apresentado anteriormente na secção 4.1.1. do presente trabalho.

Os parâmetros adotados e utilizados no *software SeismoStruct* para definir o betão estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Características mecânicas do betão

Propriedades do Betão	Valores característicos	Valores adotados
Classe de resistência à compressão		C20/25
Valor médio da tensão de rotura do betão à Compressão – $f_{cm}$	15000 - 45000 (kPa)	28000 (kPa)
Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples – $f_{ctm}$	2000 - 3000 (kPa)	2200 (kPa)
Módulo de elasticidade – $E_c$	18000 - 30000 (MPa)	24870 (MPa)
Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima – $\epsilon_{ct}$	0.002 - 0.0022 (m/m)	0.002 (m/m)
Peso volúmico – $\gamma$	24 (kN/m <sup>3</sup> )	24 (kN/m <sup>3</sup> )

## Aço

O modelo adotado para a modelação a aplicação do aço foi o “modelo Menegotto-Pinto” (Menegotto, et al., 1973), apresentado anteriormente na secção 4.1.2. do presente trabalho. Os parâmetros adotados e utilizados no *software SeismoStruct* para definir o aço estão apresentados na Tabela 10.

**Tabela 10 - Características mecânicas do aço (Crisafulli, 1997) (Seismosoft, 2018)**

Propriedades do Aço	Valores característicos	Valores adotados
Módulo de elasticidade – $E_s$	2.00E+08 - 2.10E+08 (kPa)	2.00E+08 (kPa)
Tensão de cedência à tração – $f_{yk}$	230000 - 650000 (kPa)	400000 (kPa)
Parâmetro de endurecimento por deformação – $\mu$	0.005 - 0.015 (-)	0.005 (-)
Parâmetro de forma inicial da curva de transição – $R_0$	20 (-)	20 (-)
Coefficiente de calibração da forma da curva da transição – <b>A1</b>	18.5 (-)	18.5 (-)
Coefficiente de calibração da forma da curva da transição – <b>A2</b>	0.05 - 0.15 (-)	0.15 (-)
Coefficiente de calibração isotrópico de endurecimento – <b>A3</b>	0.01 – 0.025 (-)	0 (-)
Coefficiente de calibração isotrópico de endurecimento – <b>A4</b>	2 - 7 (-)	1 (-)
Peso específico – $\gamma$	78 (kN/m <sup>3</sup> )	78 (kN/m <sup>3</sup> )

### 6.4.3. MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

Após a modelação dos elementos de betão armado no programa *SeismoStruct*, procedeu-se à modelação das paredes de alvenaria de enchimento, de acordo com a secção 4.2. deste trabalho.

Os parâmetros mecânicos e geométricos dos painéis de alvenaria de enchimento do edifício em estudo, são apresentados em seguida, de acordo com o tamanho de aberturas, ou seja, considere quatro tipos de painéis de alvenaria em todo o edifício, devido à repetição das dimensões das aberturas presentes nos painéis.

Os valores adotados e utilizados no *software SeismoStruct* para definir as paredes de alvenaria de enchimento estão apresentados na Tabela 11.

## Parâmetros mecânicos e geométricos

**Tabela 11 - Parâmetros mecânicos e geométricos das paredes de alvenaria (Crisafulli, 1997) (Seismosoft, 2018)**

Modelação de paredes de alvenaria					
Direção	Long./Transv.	Longitudinal	Longitudinal	Longitudinal	Transversal
Dimensão da parede	h x c(m)	3.00 x 4.65	3.00 x 4.65	3.00 x 4.65	3.00 x 4.37
Dimensão das aberturas h x c(m)	b x h(m)	1.0 x 1.5 1.0 x 1.5 1.0 x 1.5	1.1 x 1.0 1.0 x 1.0 1.0 x 1.0 1.1 x 1.0	1.0 x 1.0 1.8 x 2.5	s/aberturas
Parâmetros Mecânicos	$f_{m\theta}$ (MPa)	3.74	3.74	3.74	3.43
	$E_m$ (MPa)	2535.41	2615.90	2267.11	3434.07
	$f_t$ (MPa)	0.5	0.5	0.5	0,5
	$\tau_0$ (MPa)	0.7	0.7	0.7	0,7
	$\mu$	0.3	0.3	0.3	0,3
	$\tau_{m\acute{a}x}$ (MPa)	1	1	1	1
	$\epsilon_m$	0.0012	0.0012	0.0012	0,0012
	$\epsilon_u$	0.024	0.024	0.024	0,024
Parâmetros Geométricos	$\epsilon_{cl}$	0.003	0.003	0.003	0,003
	$Y_{oi}$ (%)	0	0	0	0
	$X_{oi}$ (%)	6.45	6.45	6.45	6.86
	$h_z$ (%)	36.97	37.26	35.94	39.63
	$A_{m1}$ (m <sup>2</sup> )	0.461	0.461	0.461	0.442
	$A_{m2}$ (%)	46	46	46	44
	$e_1$	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
	$e_2$	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009
	O.O.P. <i>Drift</i> (%)	5	5	5	5
	Prop. Of stiffness (%)	60	60	60	60
tw (m)	0.20	0.20	0.20	0,20	

## Parâmetros empíricos

Para concluir a lista de parâmetros necessários à modelação das paredes de alvenaria resta definir os valores empíricos envolvidos no cálculo de diferentes parâmetros associados ao comportamento cíclico. Crisafulli recomenda uma série de valores que foram obtidos através de resultados experimentais Tabela 12 (Crisafulli, 1997).

Tabela 12 - Parâmetros empíricos (Crisafulli, 1997) (Seismosoft, 2018)

Parâmetros Empíricos para a modelação de paredes de alvenaria			
Parâmetros	Valores Sugeridos	Valores Limites	Valores Adotados
$\gamma_{un}$	1.5-2.5	$\geq 1$	1,5
$\alpha_{re}$	0.2-0.4	$\geq 0$	0,2
$\alpha_{ch}$	0.3-0.6	0.1-0.7	0,45
$\beta_a$	1.5-2	$\geq 0$	1,5
$\beta_{ch}$	0.6-0.7	0.5-0.9	0,65
$\gamma_{plu}$	0.5-0.7	0-1	0,6
$\gamma_{plr}$	1.1-1.5	$\geq 1$	1,25
$e_{x1}$	1.5-3.0	$\geq 0$	2
$e_{x2}$	1-1.5	$\geq 0$	1,4
$\gamma_s$	0.2-0.6	-	0,6
$\alpha_s$	1.4-1.65	-	1,5

#### 6.4.4. DEFINIÇÃO DE AÇÕES

As ações consideradas nas análises estruturais foram definidas de acordo com as disposições regulamentares em vigor, designadamente as preconizadas na Norma Europeia EN1991 Parte 1-1 e pelo Anexo Nacional NA da NP EN 1991-4.

Nesta Norma onde constitui a Parte 1-1 do Eurocódigo 1, fornece a quantificação dos valores dos pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios e a NA.2.3 do Anexo Nacional, fornece princípios e regras de aplicação com prescrição a nível nacional.

#### Ações horizontais (ação sísmica)

##### I. Zonamento Sísmico do Território

No Eurocódigo 8, a definição das ações sísmicas depende da zona sísmica, do tipo de terreno e da fonte sismogénica.

A fonte sismogénica pode ser de dois tipos, de acordo com o zonamento sísmico definido no anexo nacional (EC8-1, 2010):

- Sismo afastado ou sismo tipo I que consiste num sismo interplacas, de maior magnitude a uma maior distância focal, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica. Este sismo tem uma duração da parte estacionária de 30 segundos;

- Sismo próximo ou sismo tipo II que consiste num sismo intraplacas, de magnitude moderada e pequena distância focal, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores. Este sismo tem uma duração da parte estacionária de 10 segundos

A existência destes dois tipos de ações sísmicas, torna necessário verificar qual o mais condicionante para a estrutura em estudo. Assim definiram-se os espectros de resposta como está preconizado no EC8-1 e no Anexo Nacional (EC8-1, 2010).

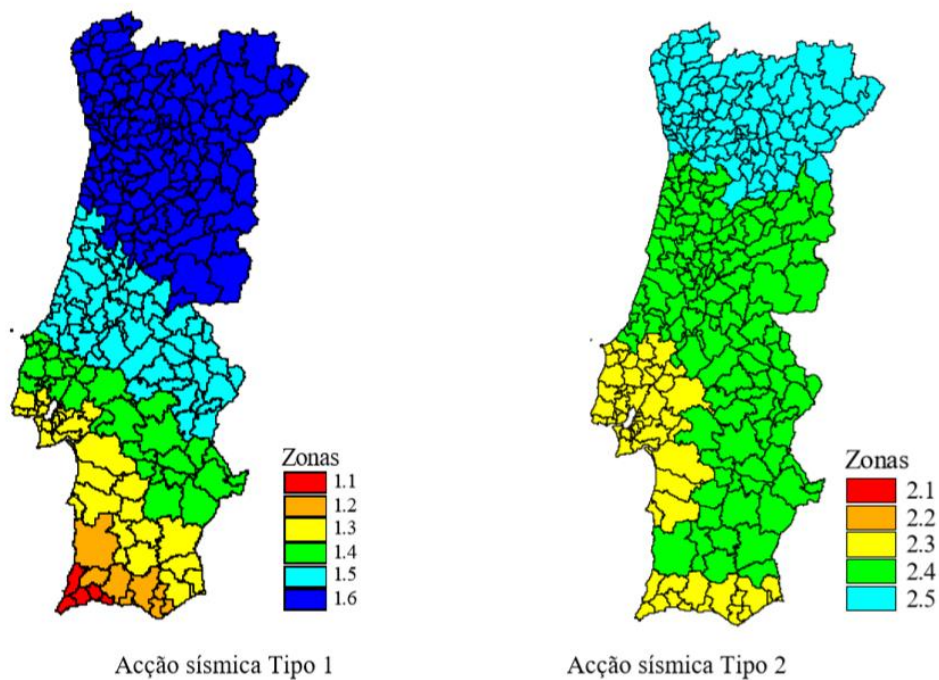


Figura 26 - Figura NA.I, EC8, Parte 1, 2010 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8-1, 2010)

Os valores retirados destes mapas, são referentes aos valores máximos de aceleração de referência,  $a_{gR}$  ( $m/s^2$ ).

O edifício em estudo situa-se na zona de Leiria, pelo que através da observação da *Figura 26* é classificada relativamente à ação sísmica tipo 1 como zona sísmica 1.5, e em relação à ação sísmica tipo 2 como zona sísmica 2.4. Por consulta do Anexo NA.I do EC8-1 (EC8-1, 2010), foi possível determinar as acelerações máximas de referência para as zonas sísmicas consideradas, adotando-se os valores apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Ação sísmica referente ao local de estudo (EC8-1, 2010)

Portugal Continental		Ação sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1009	Leiria	1,5	0,6	2,4	1,1

## II. Classificação do Terreno

Neste ponto, procedeu-se à identificação do tipo de terreno onde está implantado o edifício em estudo, tendo em conta a sua localização geográfica, para tal, foi consultada a Carta Geológica de Portugal, que caracteriza a região como um depósito de aluviões e areias de fundo de vale, que se pode incluir no tipo de terreno B, apresentado na parte 1 do Eurocódigo 8 (Tabela 14). No entanto considero que devem ser realizados ensaios futuros adequados, para obter informações mais detalhadas das condições gerais do tipo de terreno.

Tabela 14 - Quadro 3.1, EC8, Parte 1, 2010-Tipos de Terreno (Adaptado) (EC8-1, 2010)

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	NSPT (pancadas/30cm)	$C_u$ (kPa)
<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

## III. Classe de Importância

A parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1, 2010) define quatro classes de importância de acordo com as consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso, pelo que consoante a importância atribuída ao edifício, é necessário majorar as acelerações do solo de modo a tornar a ação sísmica mais condicionante.

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

A cada classe de importância é atribuído um coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , que na Tabela 15, estão transcritos de acordo com o tipo de ação sísmica e classe de importância do edifício.

Tabela 15 - Quadro NA.II do Eurocódigo 8: Coeficientes de importância  $\gamma_I$  (EC8-1, 2010)

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

Tendo em conta que se trata de um edifício público com salas de reunião, a classe de importância atribuída ao edifício é III, a qual tem um fator de majoração 1,45 e 1,25 para os tipos de ação sísmica Tipo I e II, respetivamente.

#### IV. Ação Sísmica

O movimento sísmico num determinado ponto da superfície do terreno, segundo a cláusula 3.2.2.1(1)P do EC8-1, pode ser representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, designado por “espectro de resposta”.

Por consulta do Anexo Nacional do EC8-1, definiu-se o valor dos Parâmetros de Definição Nacional, nomeadamente, S, TB(s), TC(s) e TD(s), como sendo 1,35; 0,1; 0,6 e 2,0, respetivamente, para a ação sísmica Tipo 1, e 1,35; 0,1; 0,25 e 2,0, para a ação sísmica Tipo 2 (Tabela 16 e Tabela 17).

**Tabela 16 - Quadro NA-3.2, EC8, Parte 1, 2010 - Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1 (EC8-1, 2010)**

Tipo de Terreno	S <sub>max</sub>	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

**Tabela 17 - Quadro NA-3.3, EC8, Parte 1, 2010 - Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 2 (EC8-1, 2010)**

Tipo de Terreno	S <sub>max</sub>	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Segundo a cláusula 3.2.2.2 do EC8-1, a componente horizontal do espectro de resposta elástica, S<sub>e</sub>(T), para um coeficiente de amortecimento igual a 5% é definida pelas expressões seguintes:

$$0 \leq T \leq \frac{T_B}{S_e(T)} = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (\text{A.26})$$

$$T_B \leq T \leq \frac{T_C}{S_e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (\text{A.27})$$

$$T_C \leq T \leq \frac{T_D}{S_e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T_B} \right] \quad (\text{A.28})$$

$$T_D \leq T \leq \frac{4s}{S_e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (\text{A.29})$$

Em que:

S<sub>e</sub>(T) - espectro de resposta elástico:

- T - período de vibração dum sistema linear com um grau de liberdade;
- $T_B$  - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$  - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$  - valor que define o início do ramo de deslocamento constante;
- S - coeficiente de solo;
- $\eta$  - coeficiente de correção do amortecimento, com valor de referência  $\eta=1$  para 5% de amortecimento viscoso.
- $a_g$  - valor de calculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A  
( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ );
- $a_{gR}$  - Valor de referência da aceleração mínima na à superfície para um terreno do tipo A;
- $\gamma_1$  - Coeficiente de importância.

Consequentemente, obtém-se dois espectros de resposta, referentes aos dois tipos de sismos, tipo 1 e tipo 2. Através destes dois tipos de sismo obtém-se o sismo o mais condicionante. Os espectros de resposta elástica horizontal apresentados na Figura 27 são referentes à modelação da estrutura que considera as paredes de alvenaria e os espectros de resposta elástica horizontal de resposta apresentados na Figura 28 são referentes à modelação da estrutura que não considera as paredes de alvenaria.

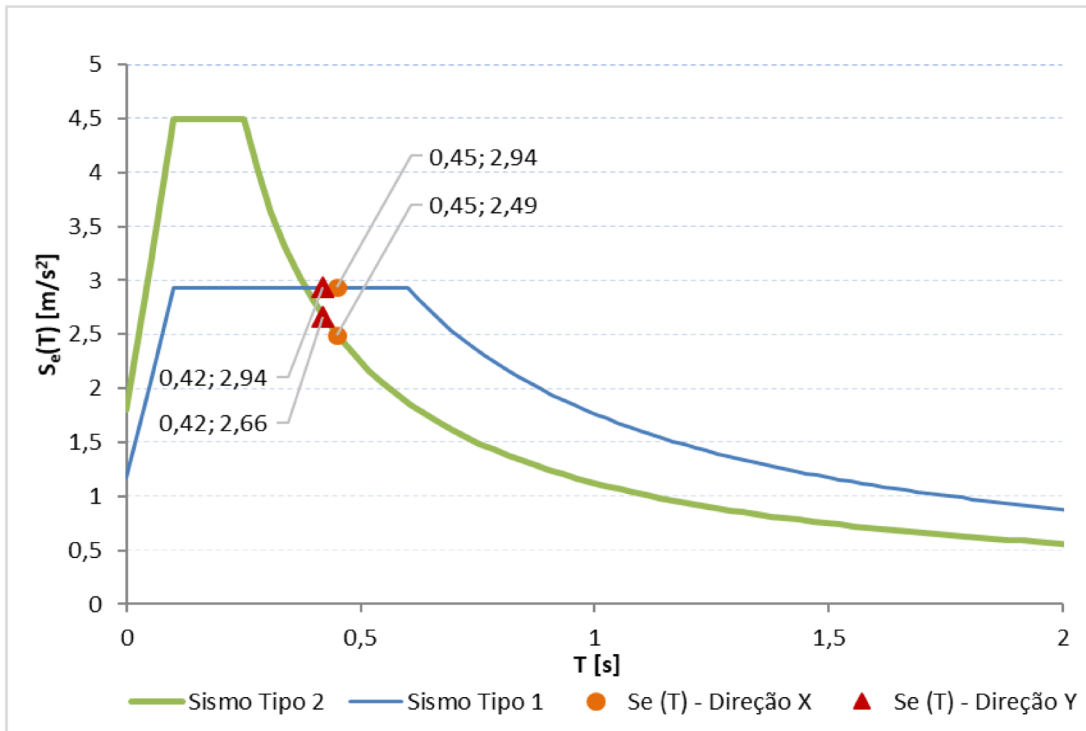


Figura 27 - Espectro de resposta elástica horizontal ( $S_e(T)$ ) – MCPA

Neste modelo (MCPA) pode-se concluir que para o primeiro modelo, que o sismo mais condicionante é o sismo Tipo 2, para um comportamento linear segundo a direção X e o sismo do Tipo 1, para um comportamento linear segundo a direção Y.

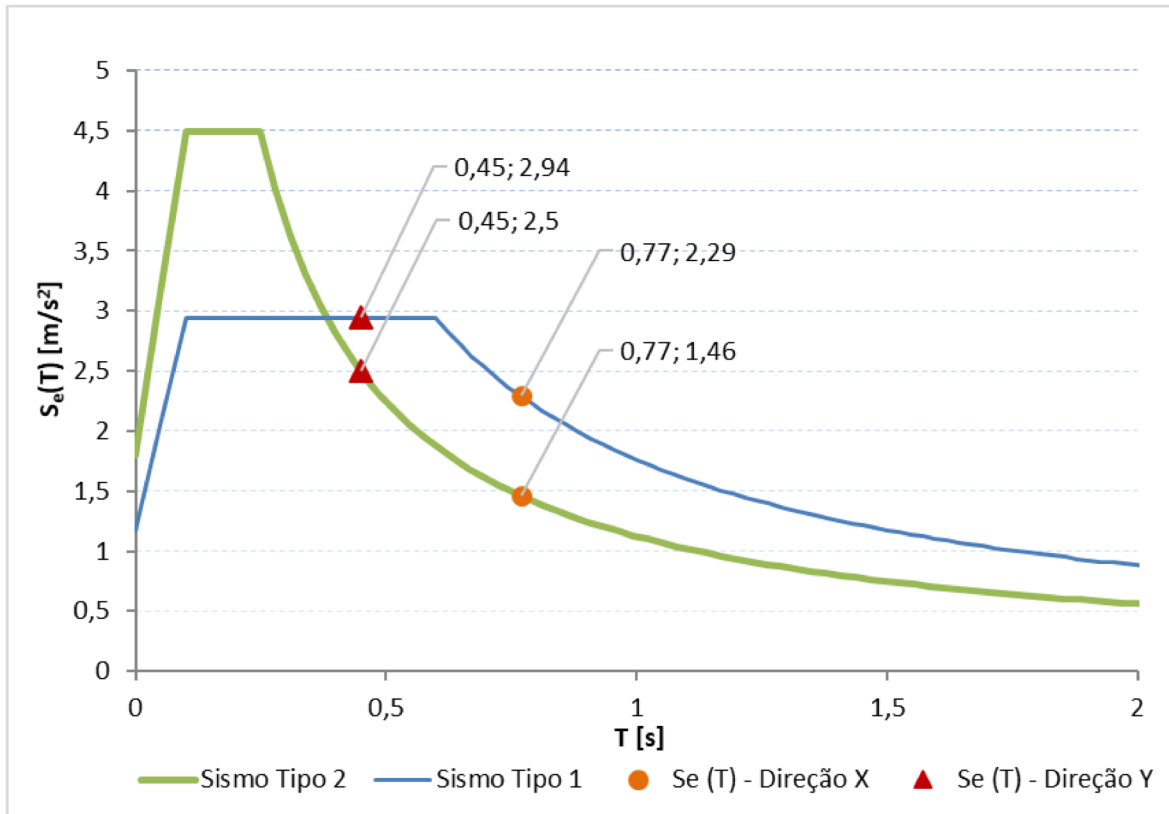


Figura 28 - Espectro de resposta elástica horizontal (Se(T)) – MSPA

Para o modelo que não se considera as paredes de alvenaria (MSPA), o sismo mais condicionante é o sismo Tipo 1, para o comportamento linear nas duas direções, a direção X e direção Y.

Em seguida, na Tabela 18, é apresentada a aceleração máxima à superfície do terreno, mais condicionante, de acordo com os tipos de sismo igualmente mais condicionantes para as direções X e Y.

**Tabela 18 – Aceleração máxima da base agR**

	Direção	Tipo de sismo	agR [m/s <sup>2</sup> ]
Modelo com PA	X	Tipo 2	1,10
	Y	Tipo 1	0,60
Modelo sem PA	X	Tipo 1	0,60
	Y	Tipo 1	0,60

### Ações verticais

O peso próprio das vigas e pilares foi definido de forma automática pelo programa de cálculo automático, com base nas secções e características dos materiais definidos no modelo numérico. As cargas verticais foram consideradas distribuídas nas lajes. Os valores adotados foram os definidos com base na inspeção visual do relatório técnico, considerando-se um peso próprio da laje de 2,0 kN/m<sup>2</sup>, constante em todos os pisos. Relativamente às restantes cargas permanentes adotadas, considerou-se um valor contante de 1,00 kN/m<sup>2</sup> em todos os pisos, incluindo a cobertura ( $G = 2 + 1 = 3$  kN/m<sup>2</sup>) (Rodrigues, et al., 2018). As sobrecargas atuantes foram selecionadas por categorias de acordo com a sua utilização, definidas no EC1 (EC1-1, 2009). As categorias adotadas foram a categoria B para escritórios, a categoria E para locais suscetíveis de acumulação de mercadorias (Arquivo), incluindo zonas de acesso e a categoria H referente à cobertura não acessível com exceção às operações de manutenção e reparação correntes.

As sobrecargas verticais aplicadas ao edifício resumem-se na Tabela 19.

**Tabela 19 - Valores característicos considerados para as sobrecargas**

Categorias de zonas carregadas	qk (kN/m <sup>2</sup> )	Qk (kN)
Arquivo (1º Piso)	7,5	7,0
Escritório (2º Piso)	3,0	4,5
Cobertura	0,4	1,0

Qk(carga pontual) qk(carga uniformemente distribuída)

### **Combinações de ações**

Na avaliação da estrutura do edifício existente serão consideradas cargas verticais distribuídas nas vigas correspondentes à sua área de influência, com a solicitação correspondente à combinação de ações quase permanente:

$$P_{cqp} = \sum_j G_{K,j} + A_{Ed} + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} \quad (\text{A.30})$$

Em que:

$G_{k,j}$  – valor característico das cargas permanentes;

$A_{Ed}$  – valor associado a uma ação accidental;

$\psi_{2,i}$  – valor do fator quase-permanente da ação variável  $i$  (EC0, 2009);

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

Para a quantificação da combinação das ações serão utilizados os valores que se apresentam na Tabela 20.

**Tabela 20 – Ações e combinações de ações**

Pisos	Ações variáveis	Ações permanentes	Coeficiente quase-perm.	Combinação quase-perm.	Combinação quase-permanente	
	Q (kN/m <sup>2</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )	$\Psi_2$	G+ $\Psi_2$ Q (kN/m <sup>2</sup> )	Viga ext. (kN/m)	Viga int. (kN/m)
Arquivo (1º Piso)	7,5	3,0	0,8	9	$9 \times \frac{5}{2} = 22,5$	$9 \times 5 = 45$
Escritório (2º Piso)	3,0	3,0	0,3	4	$4 \times \frac{5}{2} = 10$	$4 \times 5 = 20$
Cobertura	0,4	3,0	0	3	$3 \times \frac{5}{2} = 7,5$	$3 \times 5 = 15$

$l = 4,95 \approx 5\text{m}$  (distância considerada entre vigas); Q(carga uniformemente distribuída)

## **6.4.5. ANÁLISE E AVALIAÇÃO DE RESULTADOS**

### **6.4.5.1. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO**

Inicialmente, observou-se a influência das paredes de alvenaria no comportamento global da estrutura em estudo, através das suas frequências apresentados na Tabela 21 e Tabela 22.

**Tabela 21 –Frequências e períodos da estrutura com paredes de alvenaria (MCPA)**

Modo de Vibração	Identificação do Modo de Vibração	Períodos [s]	Frequências próprias [Hz]
1	Transversal (direção y)	0,4100	2,4392
2	Longitudinal (direção x)	0,3211	3,1141
3	Torção	0,1157	8,6414

**Tabela 22 –Frequências e períodos da estrutura sem paredes de alvenaria (MSPA)**

Modo de Vibração	Identificação do Modo de Vibração	Períodos [s]	Frequências próprias [Hz]
1	Transversal (direção x)	0,5574	1,7939
2	Longitudinal (direção y)	0,4429	2,2576
3	Torção	0,3802	2,6300

Através da análise das tabelas, Tabela 21 e Tabela 22, podemos afirmar que as alvenarias têm uma grande influência na frequência fundamental dos edifícios. Nos dois primeiros modos de vibração, é evidente que no modelo com paredes de alvenaria a frequência fundamental é cerca de 1,4 vezes superior ao valor do mesmo modelo sem alvenaria. No terceiro modo, a frequência da estrutura com paredes duplica, ou seja, é cerca de 2,1 vezes superior ao valor do modelo sem alvenaria.

Posteriormente, através da análise *pushover* adaptativa, foram obtidas curvas de capacidade, que relacionam a força basal com o deslocamento de topo da estrutura (Figura 29 e Figura 30).

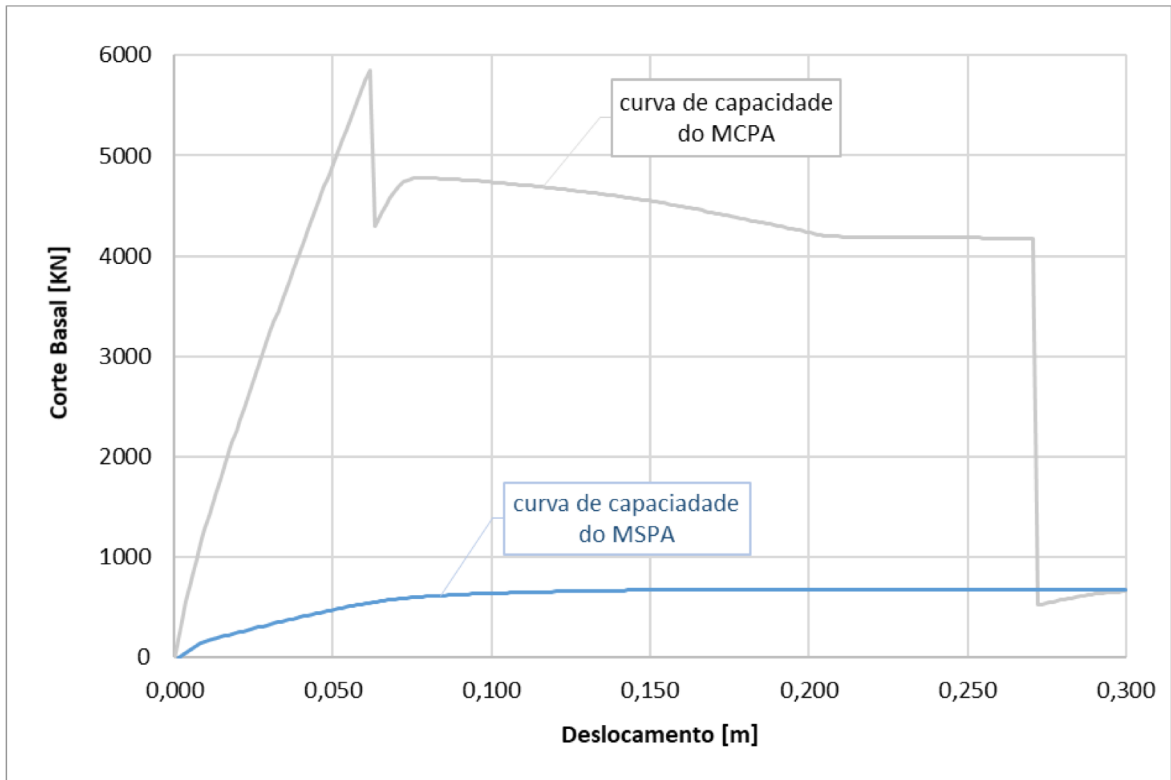


Figura 29 – Curva de capacidade resultante na direção X

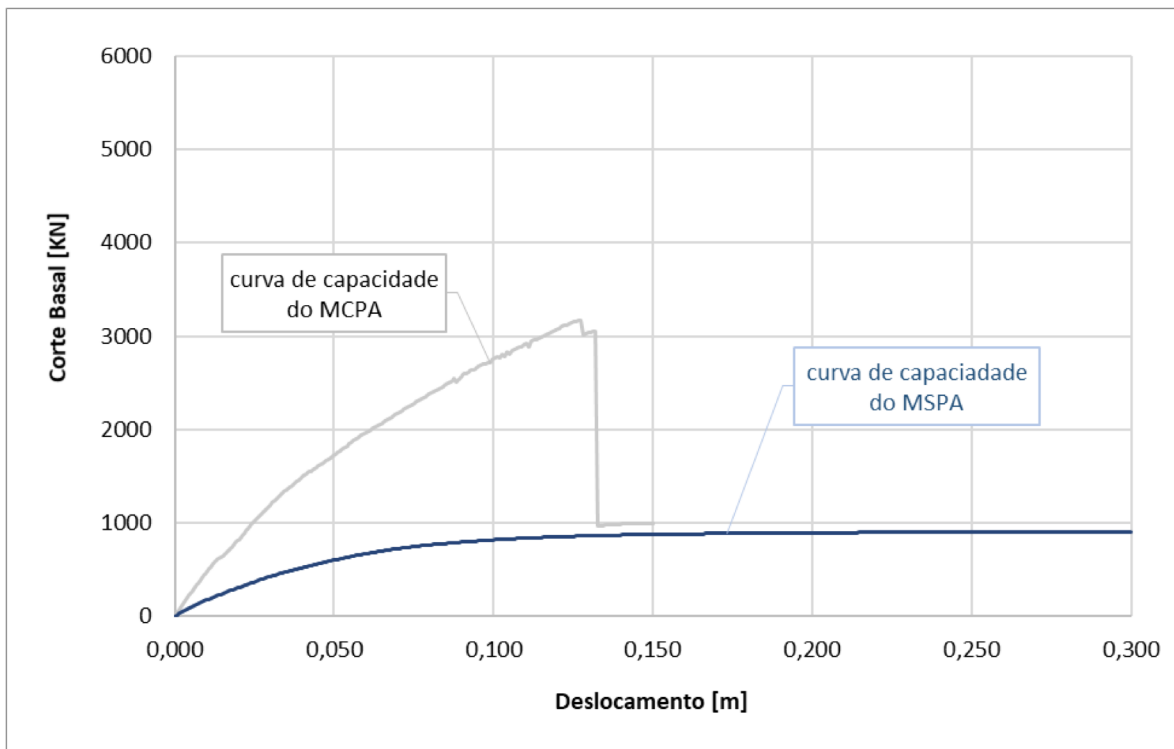


Figura 30 - Curva de capacidade resultante na direção Y

Pela análise das curvas de capacidade acima representadas, observa-se que na modelação com paredes de alvenaria há um aumento significativo da rigidez e resistência, com uma redução significativa da resistência após o pico de resistência máxima, não se o patamar pós-pico como acontece no modelo em que não se considera as alvenarias do edifício. Este ressalto existe, claramente, devido ao colapso das alvenarias e dos pilares do rés-do-chão.

Pode-se concluir, que a estrutura apresenta um mecanismo de *soft-storey*. Este fenómeno deve-se à dimensão considerável das aberturas nas paredes de alvenaria, que reduz a rigidez e resistência lateral ao nível do rés-do-chão.

Em seguida, é apresentado o comportamento da estrutura tendo em consideração as paredes de alvenaria em ambas as direções (X e Y) (Figura 31 e Figura 32).

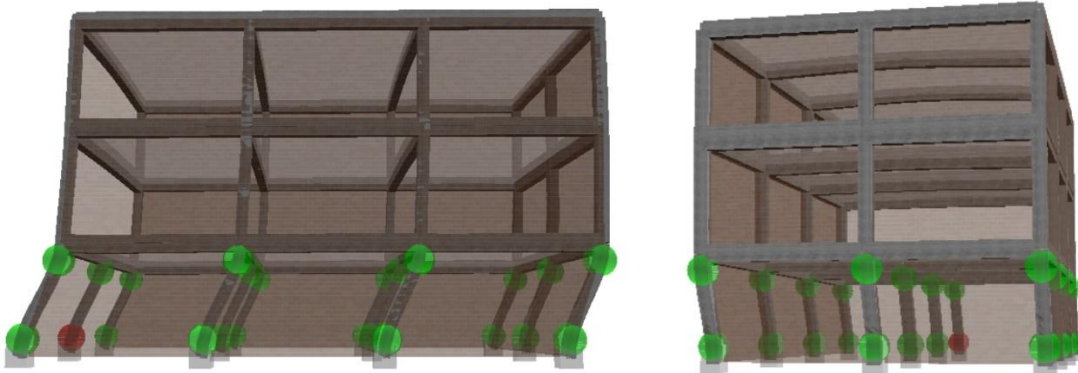


Figura 31 - Distribuição das zonas com comportamento não-linear (verde - cedência das armaduras, amarelo – capacidade resistente última das armaduras, vermelho – rotura por corte das armaduras) na direção X

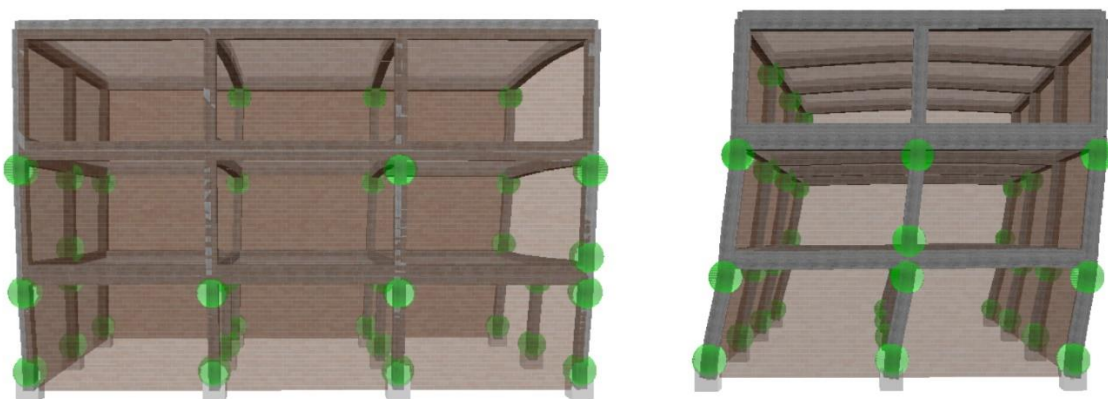
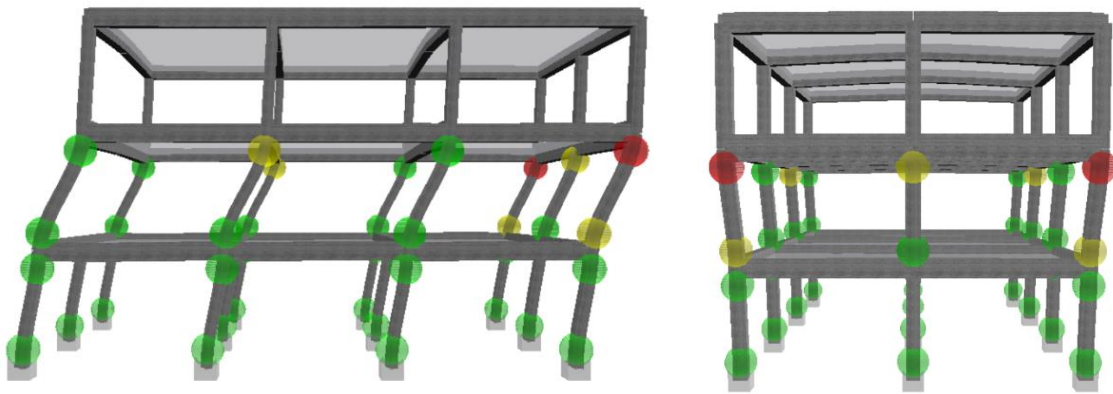


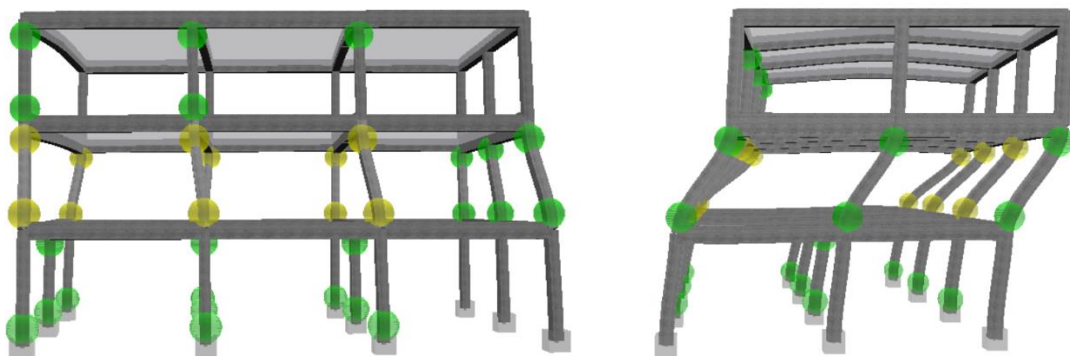
Figura 32 - Distribuição das zonas com comportamento não-linear (verde - cedência das armaduras, amarelo – capacidade resistente última das armaduras, vermelho – rotura por corte das armaduras) na direção Y

No modelo em que se considerou as paredes de alvenaria, observa-se que a estrutura está sujeita a um corte basal superior, sendo que os pilares ao nível do piso do rés-do-chão entram em cedência e passam de imediato para rotura por corte, sem transmitir a cedência para as vigas. O mecanismo observado na *Figura 31*, é um sistema do tipo “viga forte - pilar fraco”, as rótulas plásticas formam-se nos pilares. Como nesse mecanismo formam-se menos rótulas plásticas, a sua capacidade de dissipação de energia é menor do que no mecanismo anterior.

Em seguida é apresentado o comportamento da estrutura modelada sem considerar a participação das paredes de alvenaria, em ambas as direções (X e Y) (Tabela 33 e Tabela 34).



**Figura 33 - Distribuição das zonas com comportamento não-linear (verde - cedência das armaduras, amarelo - capacidade resistente última das armaduras, vermelho - rotura por corte das armaduras) na direção X**



**Figura 34 - Distribuição das zonas com comportamento não-linear (verde - cedência das armaduras, amarelo - capacidade resistente última das armaduras, vermelho - rotura por corte das armaduras) na direção Y**

No modelo sem considerar a contribuição das alvenarias de enchimento, observa-se que o deslocamento no segundo piso é muito superior ao dos restantes, sendo uma fonte de irregularidade em altura, ao contrário da análise anterior, em que o primeiro piso era o mais

condicionante. Verifica-se ainda o nível de esforço de corte ao nível dos pilares é inferior, pelo que não se mobiliza a rotura por corte dos mesmo. Tal como no modelo com alvenaria o dano fica sempre concentrado ao nível dos pilares, verificando-se também um comportamento do tipo “viga forte - pilar fraco”.

#### 6.4.5.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO N2

O Método N2 utiliza os resultados da análise *pushover* para a determinação do deslocamento máximo exigido na estrutura de betão armado durante a ocorrência de um sismo de acordo com a ação esperada para a zona.

Neste trabalho, o Método N2 foi efetuado para dar auxílio ao programa “*SeismoStruct*” e ainda serviu de método de validação, nomeadamente do deslocamento-alvo de calculo face ao deslocamento-alvo da análise estática não linear (*pushover*) do programa “*SeismoStruct*”.

Primeiramente, determinou-se as curvas de capacidade, que representa a relação entre a força de corte na base e o deslocamento, com auxílio do software *SeismoStruct*. Estas curvas de capacidade para um sistema de vários graus de liberdade são apresentadas na Figura 35, Figura 36, Figura 37 e Figura 38 à cor laranja.

Em seguida, aplicando-se os métodos de calculo, foi necessário aproximar a um sistema de um único grau de liberdade com um comportamento bilinear, obtendo-se o coeficiente de transformação,  $\Gamma$ , que transforma o sistema de vários graus de liberdade em um sistema equivalente de um só grau de liberdade.

As variáveis e os cálculos associados ao método estão apresentados em baixo na Tabela 23,

Tabela 24, Tabela 25, Tabela 26 e Tabela 27.

**Tabela 23 - Cálculo do coeficiente de transformação - modelo com PA (direção X)**

Piso	$\Phi_i$ [m]	$\phi_i$ norm.	Massa por piso [ton]	$m_i \cdot \phi_i$ [ton]	$m_i \cdot \phi_i^2$ [ton]	$m^*$ [ton]	$\Gamma$
1	0,00003	0,500	130,016	65,008	32,504	156,501	1,349
2	0,00005	0,833	57,785	48,154	40,128		
3	0,00006	1,000	43,339	43,339	43,339		

**Tabela 24 - Cálculo do coeficiente de transformação - modelo sem PA (direção X)**

Piso	$\Phi_i$ [m]	$\phi_i$ norm.	Massa por piso [ton]	mi. $\phi_i$ [ton]	mi. $\phi_i^2$ [ton]	m* [ton]	$\Gamma$
1	0,00003	0,375	130,016	48,756	18,283	135,433	1,439
2	0,00006	0,750	57,785	43,339	32,504		
3	0,00008	1,000	43,339	43,339	43,339		

**Tabela 25 - Cálculo do coeficiente de transformação - modelo com PA (direção Y)**

Piso	$\Phi_i$ [m]	$\phi_i$ norm.	Massa por piso [ton]	mi. $\phi_i$ [ton]	mi. $\phi_i^2$ [ton]	m* [ton]	$\Gamma$
1	0,00004	0,400	130,016	52,006	20,803	141,573	1,400
2	0,00008	0,800	57,785	46,228	36,982		
3	0,00010	1,000	43,339	43,339	43,339		

**Tabela 26 - Cálculo do coeficiente de transformação - modelo sem PA (direção Y)**

Piso	$\Phi_i$ [m]	$\phi_i$ norm.	Massa por piso [ton]	mi. $\phi_i$ [ton]	mi. $\phi_i^2$ [ton]	m* [ton]	$\Gamma$
1	0,00003	0,030	130,016	3,900	0,117	52,440	1,194
2	0,00009	0,090	57,785	5,201	0,468		
3	0,00010	1,000	43,339	43,339	43,339		

De seguida foi determinada a curva bilinear. Esta representação é conseguida garantindo que a rigidez pós-cedência é igual a zero e que a energia de deformação correspondente seja igual à do sistema real, como foi anteriormente exposto na seção 3.5.3.

Posteriormente recorreu-se a um espectro de resposta elástico para traçar a curva de exigência sísmica do sistema de um grau de liberdade, calculando o deslocamento respetivo.

Por fim, através do deslocamento-alvo do sistema equivalente com um só grau de liberdade e com influência do coeficiente de transformação, foi possível determinar o deslocamento-alvo<sup>5</sup>, referente ao sistema com vários graus de liberdade dt.

<sup>5</sup> O deslocamento alvo é a definição da exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástica, em termos do deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade.

Os deslocamentos alvo, assim como as restantes variáveis necessárias para o seu cálculo, encontram-se apresentadas no Tabela 27.

Tabela 27 – Deslocamento-alvo e as restantes variáveis do método N2

Direção	Modelo com PA		Modelo sem PA	
	X	Y	X	Y
$d_m^*$ [m]	0,046	0,091	0,142	0,248
$F_y^*$ [KN]	4332,590	2263,429	470,101	757,193
$E_m^*$	107,765	123,168	54,461	159,941
$dy^*$ [m]	0,041	0,072	0,052	0,074
$T^*$ [s]	0,243	0,422	0,768	0,449
$Se(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	4,490	2,94	2,29	2,94
$det^*$ [m]	0,007	0,013	0,034	0,015
$dt$ [m]	0,009	0,019	0,049	0,018

Na direção X, quando comparada a resistência do sistema de 1GL equivalente,  $F_y^*$ , o modelo com paredes de alvenaria é cerca de 9 vezes mais resistente que no modelo sem alvenarias. a participação das alvenarias de enchimento demonstra uma grande influência na resistência da estrutura. Na outra direção (direção Y), o a influência das alvenarias também se faz sentir, no entanto não é apenas 3 vezes superior face ao modelo sem alvenarias.

Apresenta-se da Figura 35 à Figura 38, as curvas de capacidade e as coordenadas do deslocamento alvo, para os dois modelos referidos anteriormente, em ambas as direções. Nestas figuras é representado graficamente o esquema de cores:

- Laranja: Curva de capacidade do sistema com vários graus de liberdade (MDOF)
- Amarelo: Curva de capacidade do sistema equivalente com um só grau de liberdade (SDOF)
- Verde: Relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica descrita no Anexo B.3 da EN 1998-1

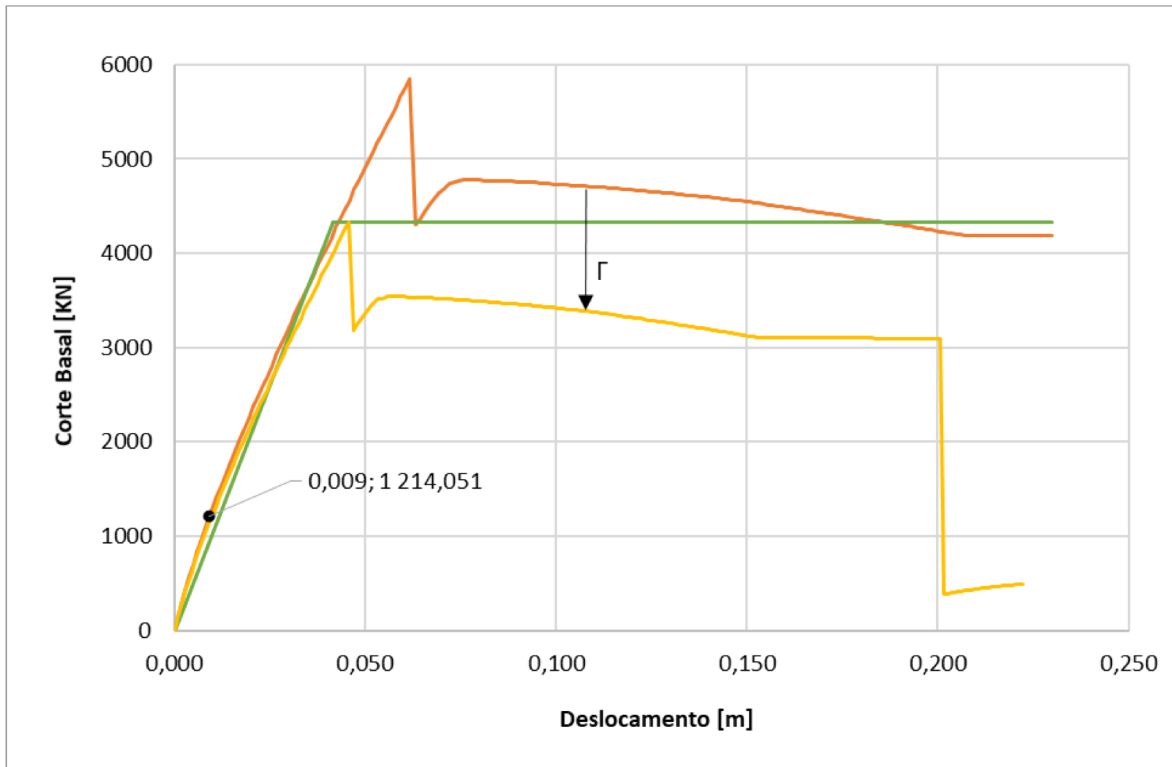


Figura 35 – Curvas de capacidade de sistema MDOF e sistema equivalente SDOF – direção X (MCPA)

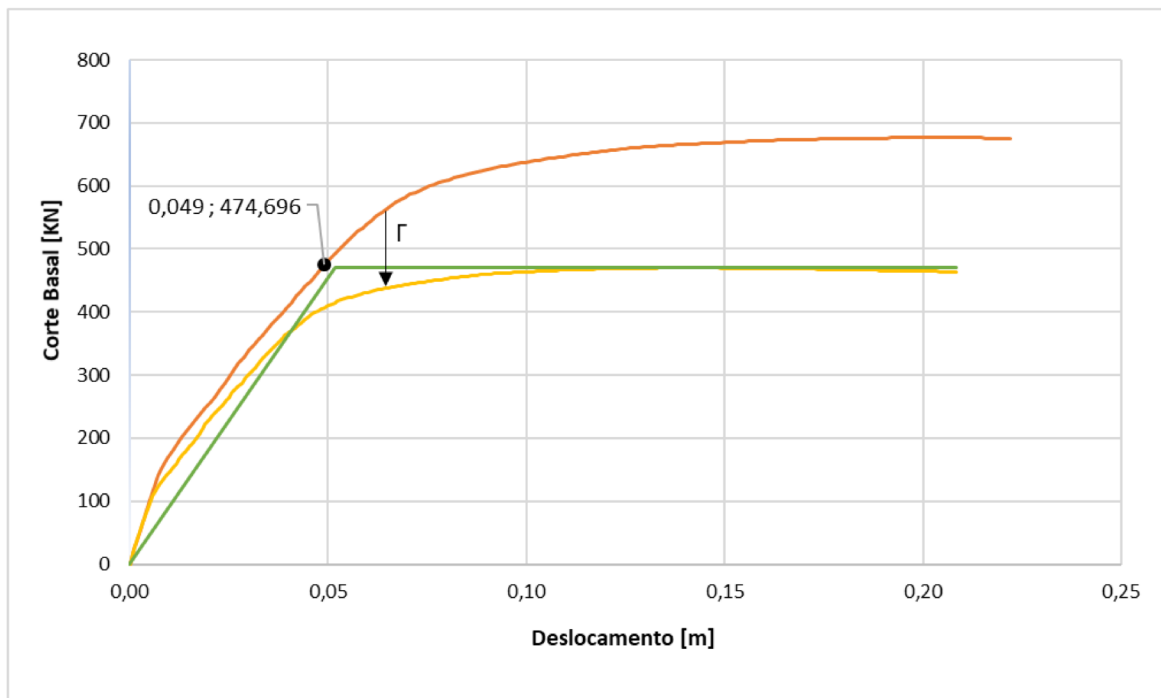


Figura 36 – Curvas de capacidade de sistema MDOF e sistema equivalente SDOF – direção X (MSPA)

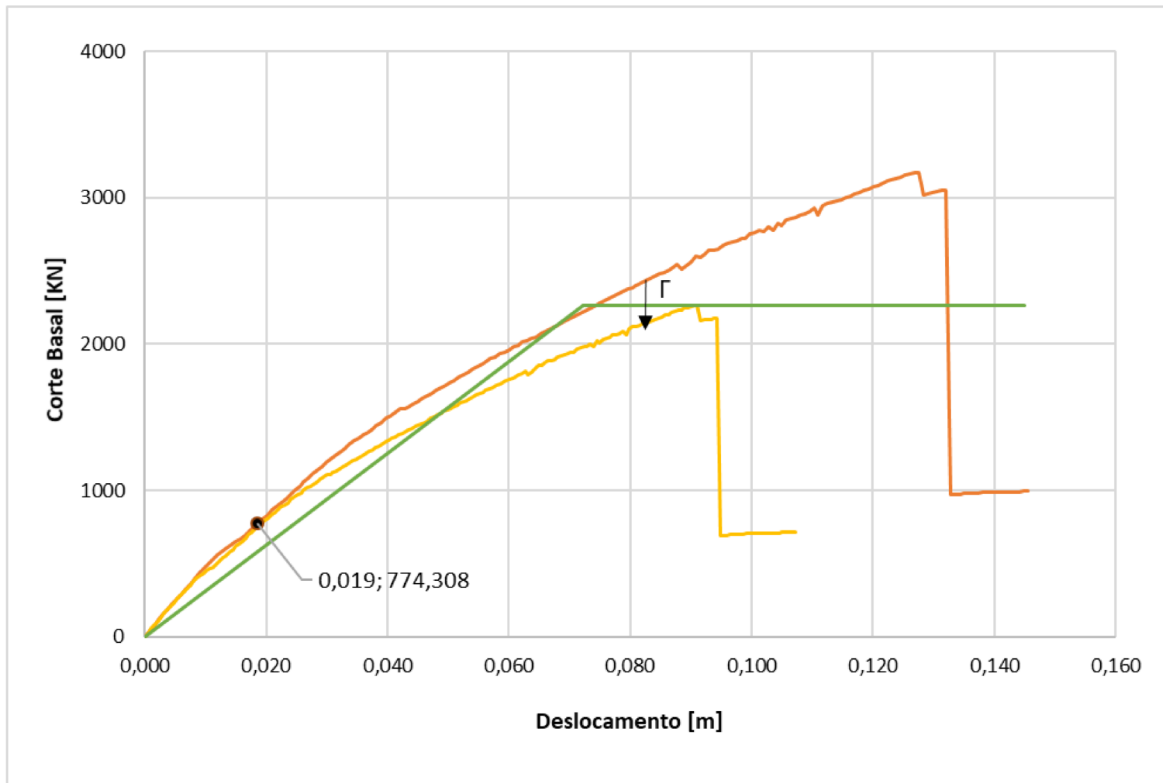


Figura 37 – Curvas de capacidade de sistema MDOF e sistema equivalente SDOF – direção Y (MCPA)

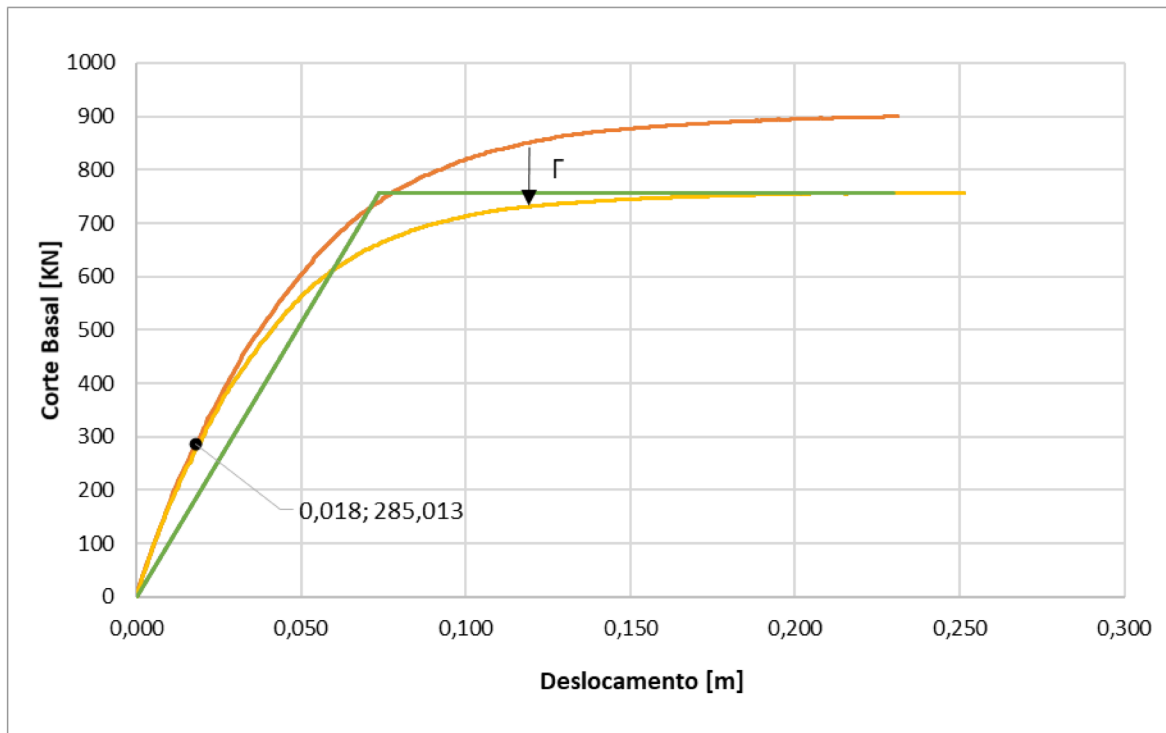


Figura 38-Curvas de capacidade de sistema MDOF e sistema equivalente SDOF - direção Y (MSPA)

Importa referir que para os deslocamentos-alvo apresentados nas figuras acima (Figura 35 à Figura 38), não existem formações de rótulas plásticas, pois estes ainda se encontram na fase elástica.

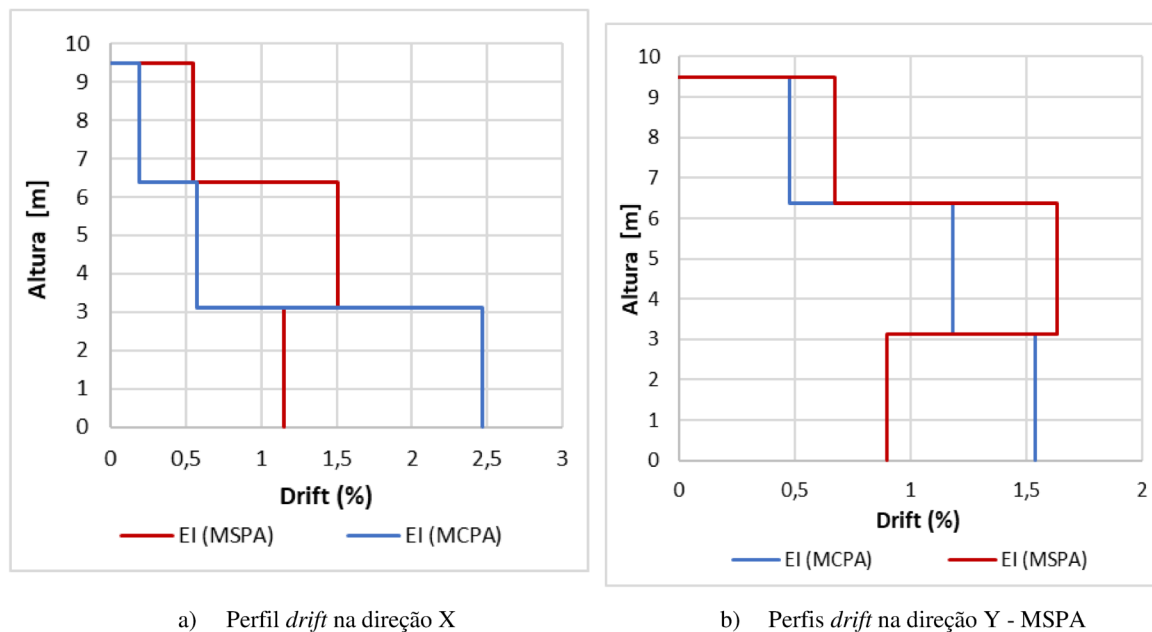


Figura 39 – Perfis *drift* da estrutura inicial

Por análise dos *drifts* apresentados na alínea a) da Figura 39, constata-se que o comportamento global da estrutura é mais condicionante no modelo com paredes de alvenaria de enchimento do que no modelo sem paredes. Este facto deve-se ao deslocamento máximo do modelo com alvenarias ser 1% superior ao deslocamento máximo do modelo sem paredes.

Os resultados obtidos na alínea a) da Figura 39 mostram que o *drift* máximo, no modelo com alvenaria, se concentra no piso do rés-do-chão, já na sua direção ortogonal, direção Y, os *drifts* distribuem-se proporcionalmente ao longo dos pisos, demonstrando um comportamento global melhor do que o comportamento da estrutura na direção X.

No modelo sem paredes de alvenaria, o *drift* máximo da estrutura concentra-se no segundo piso em ambas as direções.

Com base nas conclusões da análise sísmica realizada, deve-se reforçar o edifício, com o objetivo de melhorar o seu comportamento sísmico através de um aumento de ductilidade e de capacidade resistente.



# 7. AVALIAÇÃO DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO SÍSMICO

## 7.1. ESTRATÉGIAS DE INTERVENÇÃO

Para permitir um melhor comportamento sísmico do edifício em estudo serão avaliadas três propostas de solução de reforço que pretendem evitar o mecanismo tipo *soft-storey*. Nesta fase são seleccionadas as técnicas apresentadas em esquema na Figura 41, que têm em comum o objetivo de reduzir o nível de deformações do primeiro piso.

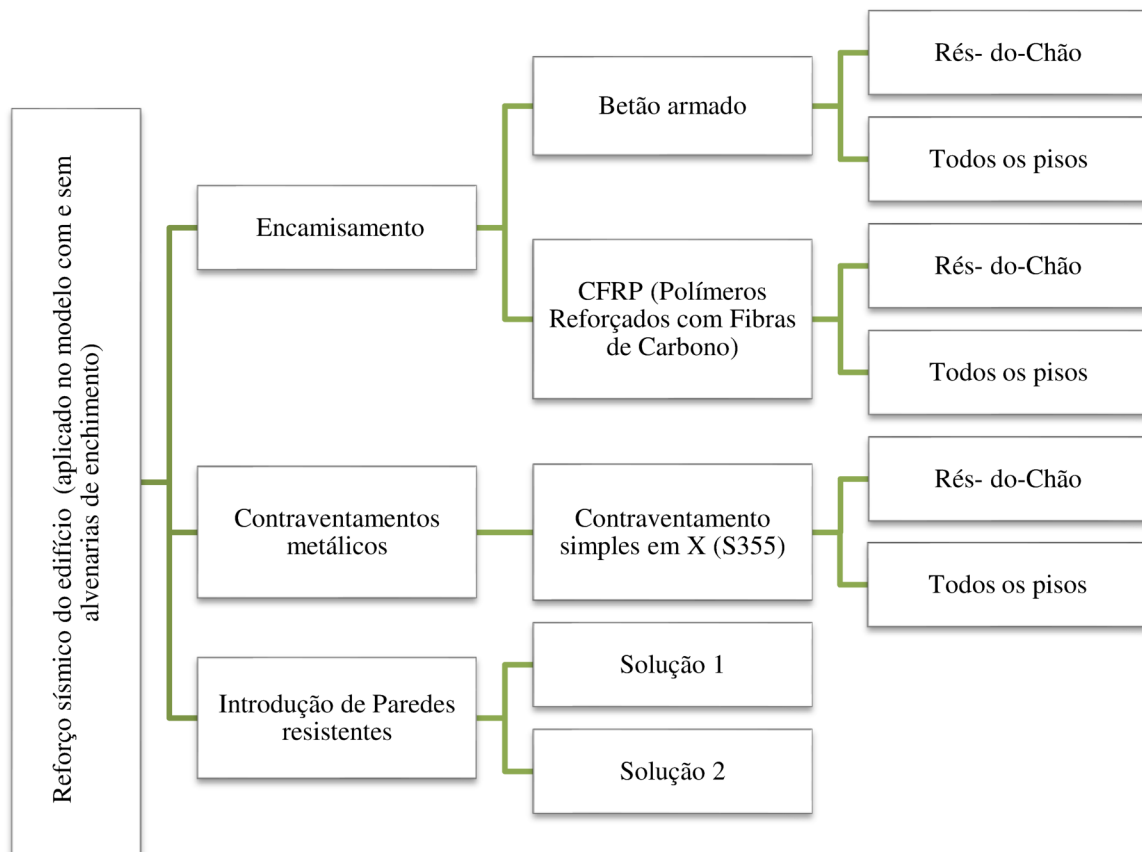


Figura 40 - Estratégias de reforço aplicadas no edifício

### 7.1.1. REFORÇO COM ENCAMISAMENTO DOS PILARES EM BETÃO ARMADO

A técnica de reforço através de encamisamento de betão armado é adotada para melhorar as características de rigidez, resistência e ductilidade dos pilares de betão armado do edifício, uma vez que este elemento apresenta resistência insuficiente. O encamisamento de betão pode acomodar a armadura transversal e longitudinal para aumentar a sua resistência à flexão e ao corte, melhorando igualmente as sua ductilidade e resistência ao escorregamento (Varum, 2003).

Esta estratégia de reforço foi proposta e testada numericamente para o edifício em estudo, tendo sido reforçados através de um encamisamento dos pilares apenas do rés-do-chão e também reforçando os pilares no desenvolvimento em altura, ou seja, em todos os pisos. As novas secções são apresentadas na Figura 41.

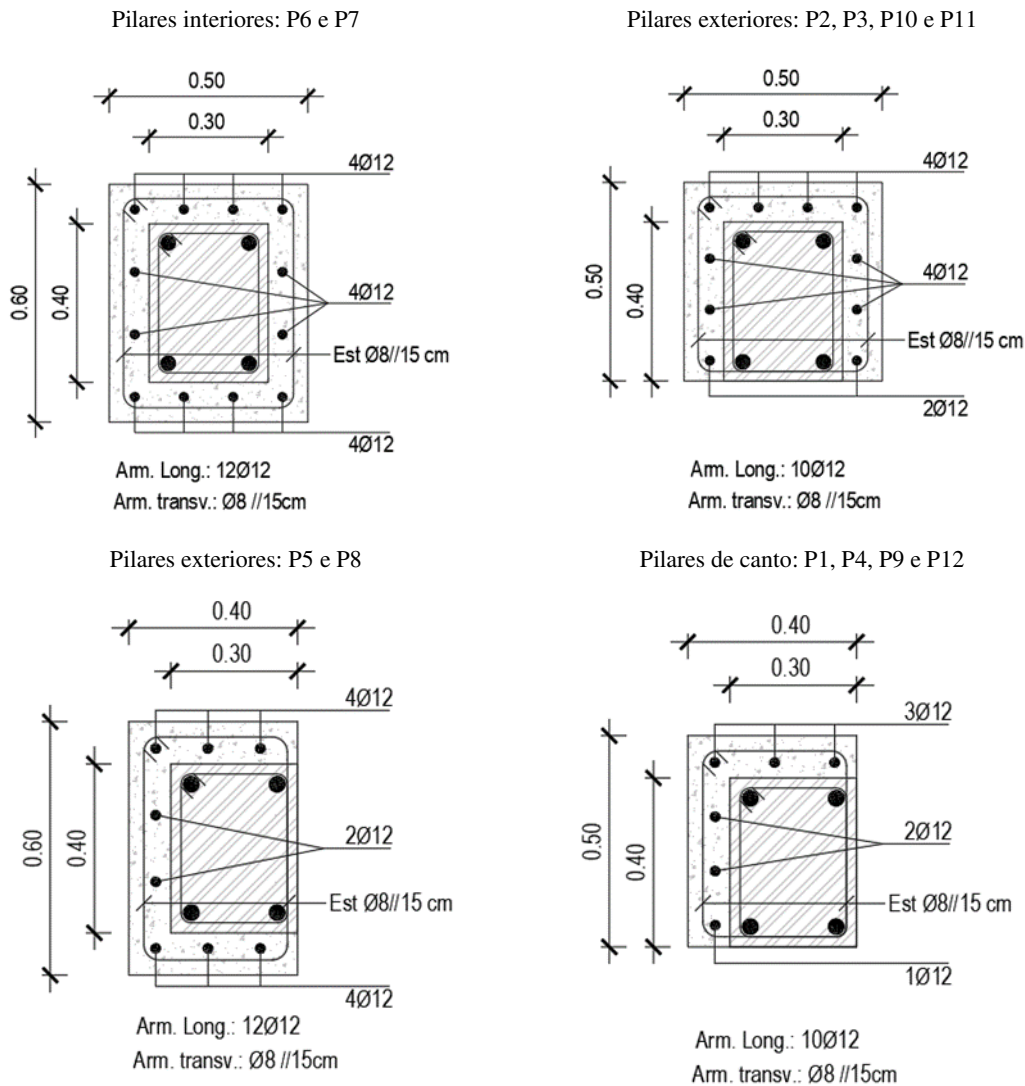
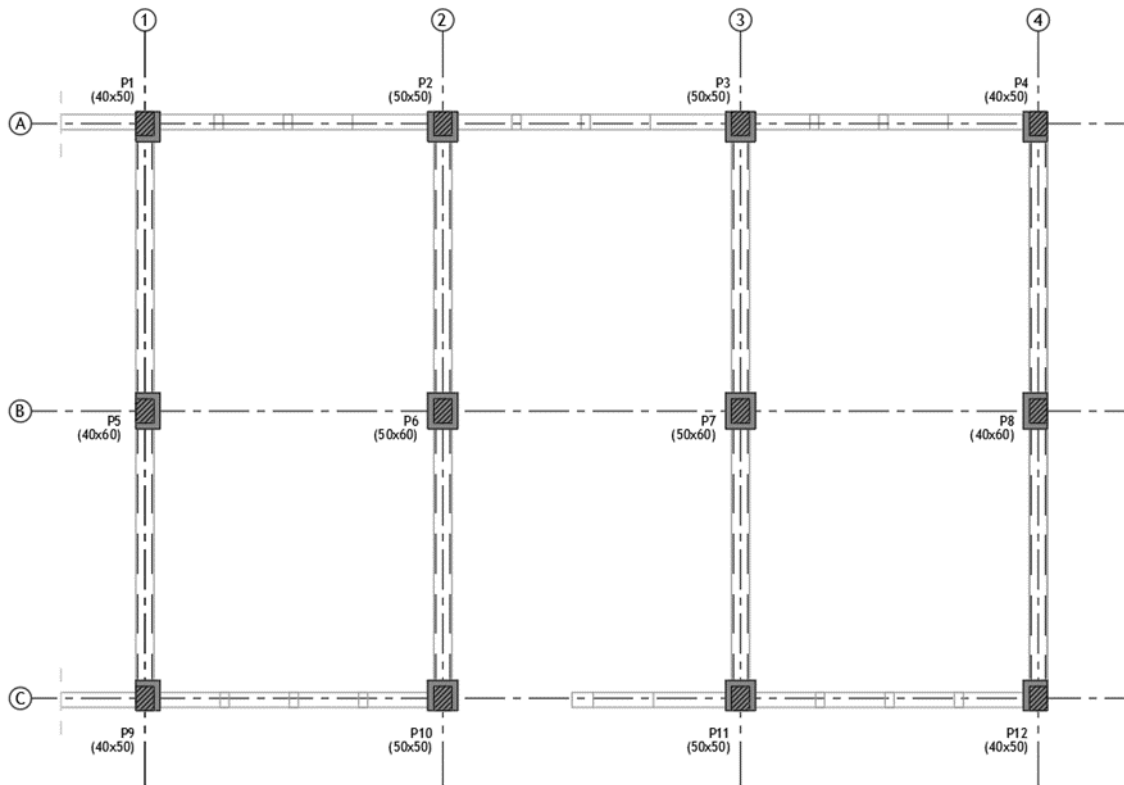


Figura 41 – Solução de reforço encamisamento de betão armado

Para estas novas secções, da Figura 41, foram dimensionadas armaduras longitudinais e transversais respeitando os requisitos mínimos exigidos pelo Eurocódigo 2 (EC2-1, 2004).

Em seguida, na abaixo é apresentado a solução de reforço sugerida em planta.



**Figura 42 - Planta de R/Chão com solução de reforço com encamisamento de betão armado**

Os materiais seleccionados para a execução do reforço foi um betão da classe C30/37 e um aço da classe A500NR. Os materiais a aplicar no reforço são de classe superior à existente, sendo constituídos por betão de classe C20/25 e com aço da classe A400NR.

### **7.1.2. REFORÇO DE PILARES COM FIBRAS DE CARBONO – CFRP (POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE CARBONO)**

A boa flexibilidade das fibras de carbono, o seu peso reduzido e a sua mínima espessura fazem com que este material apresente vantagens ao nível do seu transporte, manuseamento e aplicação em obra, pois apresenta e um baixo impacto estético.

O material utilizado no reforço foi um tecido de fibra de carbono unidirecional da SikaWrap Hex 117C (Figura 43), que apresenta uma elevada resistência à tração. O material é aplicado nos pilares do edifício por três camadas (153 mm), usando uma resina para formar um

polímero reforçado com fibra de carbono (CFRP). As suas características técnicas são apresentadas na Tabela 28.



Figura 43 - Aplicação de reforço com fibras de carbono, SikaWrap® (adaptado Sika)

Tabela 28 – Características técnicas da fibra de carbono SikaWrap Hex 117C

<b>SikaWrap Hex 117C</b>	
Tipo de fibra	carbono
Orientação da fibra	0° (unidirecional)
Tipo de aplicação	seco ou molhado
Tipo de resina	Sikadur®300/ 330, Sikadur®Hex300/ 306
<b>propriedades típicas da fibra (valores nominais)</b>	
Resistência à tração de fibra seca (MPa)	3793
Módulo de Elasticidade (MPa)	234000
Peso (gr/m <sup>2</sup> )	300
Extensão de fibra seca	1,5%
<b>propriedades de laminado curado (valores de design)</b>	
Espessura (mm)	0,51
Resistência à tração (MPa)	724
Modulo de Elasticidade (MPa)	56500
Extensão	1.0%

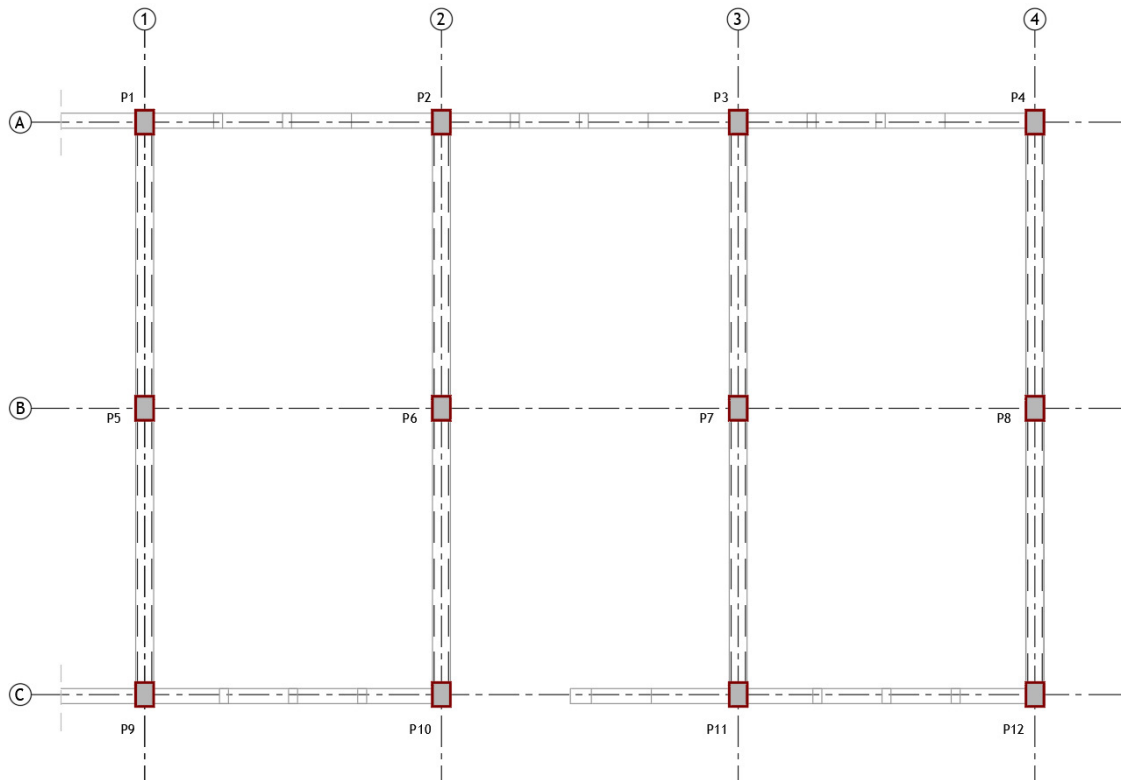


Figura 44 - Planta de R/Chão com solução de reforço com encamisamento com fibras de carbono

### 7.1.3. REFORÇO COM CONTRAVENTAMENTOS METÁLICOS

O reforço global do sistema estrutural através da aplicação de contraventamentos metálicos pretende melhorar a rigidez e resistência da estrutura, assim como melhorar a irregularidade observada na direção y. A seção tubular oca do perfil metálico é apresentada em seguida, na Figura 45.

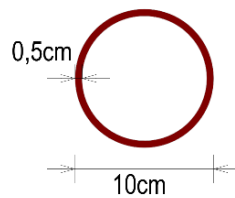


Figura 45 - dimensões da seção tubular oca

O material utilizado no contraventamento metálico foi aço S355, cujas propriedades estão apresentadas na Tabela 29.

Tabela 29 - Propriedades do aço S355

Propriedades elásticas da seção	
EA (kN)	298451.302
EI (kNm <sup>2</sup> )	337.623
GJ (kNm <sup>2</sup> )	259.710
Massa e peso da seção	
Massa (ton/m)	0.012
Peso (kN/m)	0.116

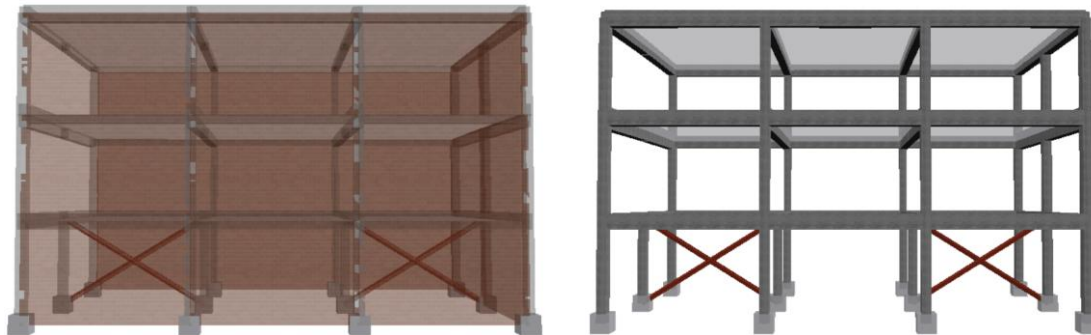


Figura 46 - Solução de reforço com contraventamentos metálicos no piso do rés-do-chão

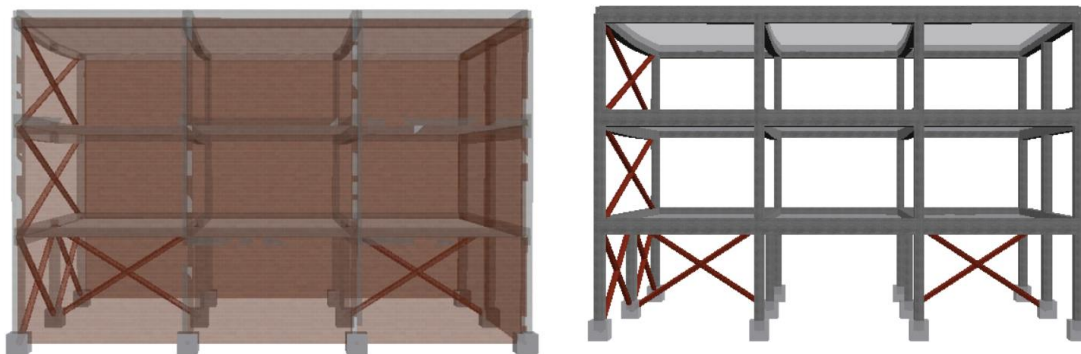


Figura 47 - Solução de reforço com contraventamentos metálicos em todos os pisos

#### 7.1.4. REFORÇO COM INTRODUÇÃO DE PAREDES RESISTENTES

Esta alternativa permite melhorar o comportamento sísmico da estrutura, tornando-a mais rígida e minorando os efeitos de torsão.

A armadura da seção da parede resistente foi verificada segundo o EC2- 1. A armadura vertical adotada foi  $14\phi 12//15\text{cm}$  ( $15.82\text{ cm}^2$ ), cuja a área de armadura se encontra compreendida entre  $A_{s,vmin}$  e  $A_{s,vmax}$ . (A.31)(A.32):

$$A_{s,vmin} = 0,002 \times A_c \dots\dots\dots(A.31)$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 \times A_c \dots\dots\dots(A.32)$$

$$S_{vmin} = \begin{cases} 400 \text{ mm} \\ 4 \times e \end{cases} \dots\dots\dots(A.33)$$

A armadura longitudinal adotada foi  $\phi 12//15\text{cm}$  ( $7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), que é superior à  $A_{s,hmin}$  (A.34):

$$A_{s,hmin} = \begin{cases} 0,001 \times A_c \\ 0,25 \times A_{s,v} \end{cases} \dots\dots\dots(A.34)$$

$$S_h \leq 400 \text{ mm} \dots\dots\dots(A.35)$$

No caso da armadura transversal adotou-se 4 ganchos de  $\phi 12//15 \text{ cm}$ , que de acordo com o Eurocódigo verifica o mínimo exigido de 4 estribo ou ganchos por  $\text{m}^2$  de área de parede. As secções das paredes resistentes adotadas são apresentadas na Figura 48e na Figura 49.

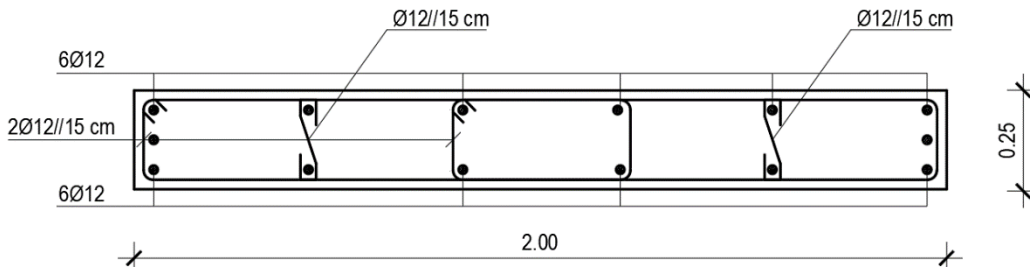


Figura 48 - Secção de parede resistente (PB1 e PB2)

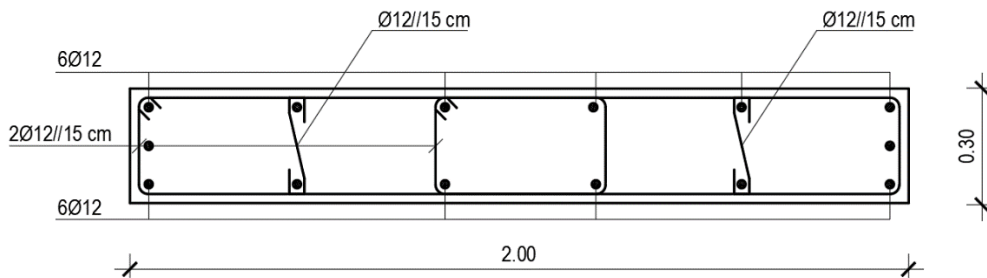


Figura 49 - Secção de parede resistente (PB3 e PB4)

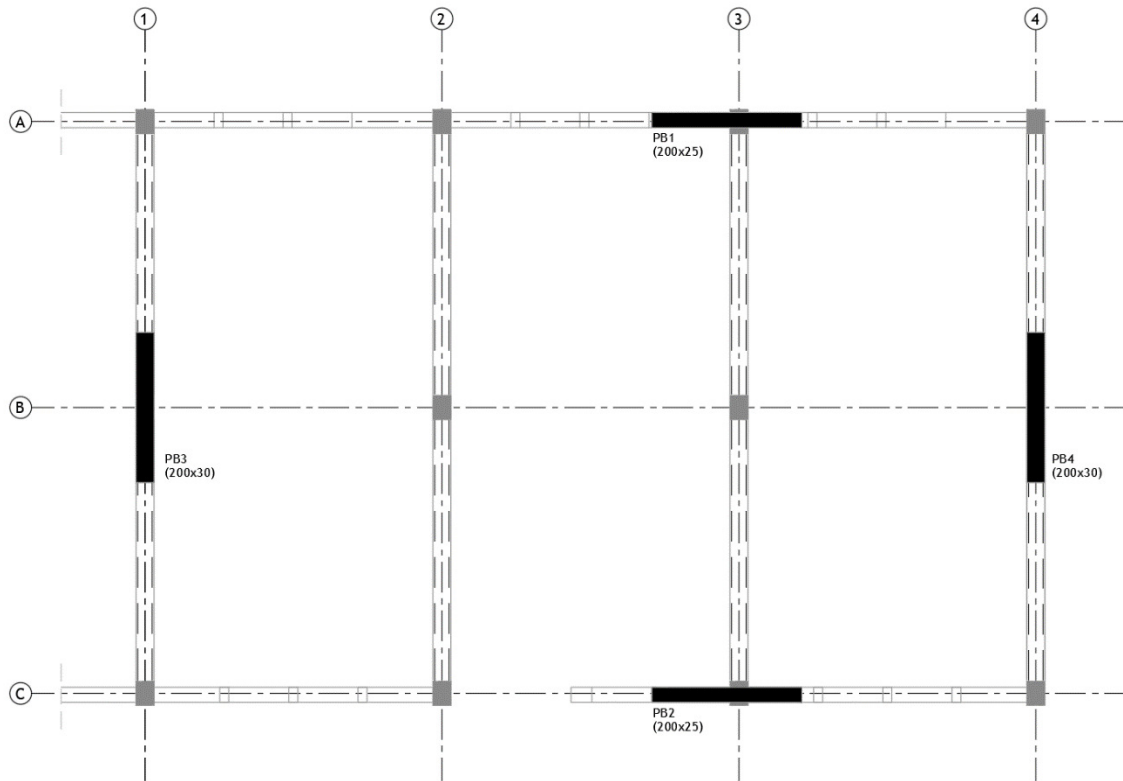


Figura 50 - Planta de R/Chão com solução de reforço com introdução de parede resistente (solução1)

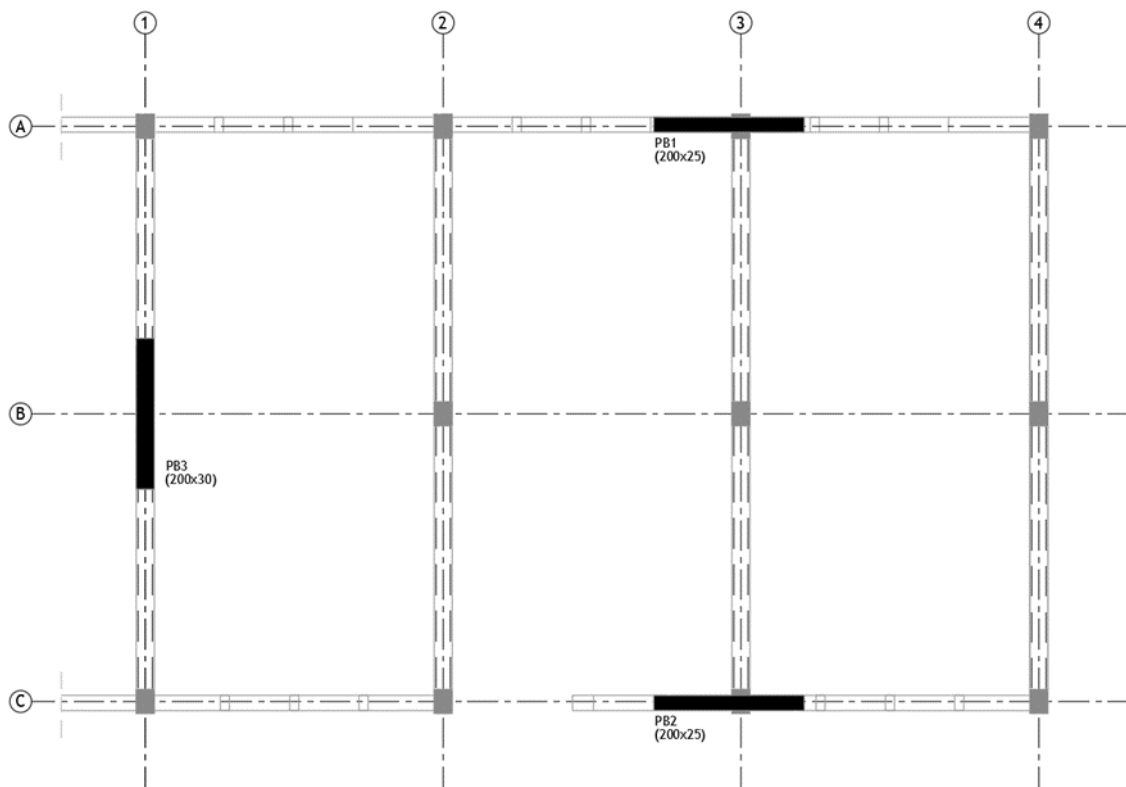


Figura 51 - Planta de R/Chão com solução de reforço com introdução de parede resistente (solução2)

## 7.2. COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO DAS DIFERENTES SOLUÇÕES DE REFORÇO

Neste capítulo, realiza-se uma análise comparativa de resultados dos diferentes tipos de reforço. Estes resultados serão apresentados segundo de acordo com as abreviaturas da tabela abaixo.

Tabela 30 – Abreviaturas dos tipos de reforço aplicados

Designações	Abreviaturas
Estrutura inicial (sem reforço)	EI
Reforço dos pilares com encamisamento em betão armado no piso do rés-do-chão	RF1
Reforço dos pilares com encamisamento em betão armado em todos os pisos	RF2
Reforço dos pilares com encamisamento de CFRP no piso do rés-do-chão	RF3
Reforço dos pilares com encamisamento de CFRP em todos os pisos	RF4
Reforço da estrutura com contraventamentos metálicos no piso do rés-do-chão	RF5
Reforço da estrutura com contraventamentos metálicos em todos os pisos	RF6
Reforço da estrutura com paredes resistentes em betão armado (solução 1)	RF7
Reforço da estrutura com paredes resistentes em betão armado (solução 2)	RF8

### 7.2.1. FREQUÊNCIAS E PERÍODOS REFERENTES ÀS SOLUÇÕES DE REFORÇO

Na presente secção são apresentados os valores das frequências próprias de cada estrutura reforçada, para cada modelo, modelo com e sem alvenarias.

Tabela 31 – Frequências absolutas correspondentes a cada modo do modelo com alvenaria (MCPA)

	$f_{\text{modo 1 (x)}}$	$f_{\text{modo 2 (y)}}$	$f_{\text{modo 3}}$	$\% f_{\text{modo 1 (x)}} (f_{\text{RFN}}/f_{\text{EI}})$	$\% f_{\text{modo 2 (y)}} (f_{\text{RFN}}/f_{\text{EI}})$	$\% f_{\text{modo 3}} (f_{\text{RFN}}/f_{\text{EI}})$
<b>EI</b>	3,1141	2,4392	8,6414	1,0000	1,0000	1,0000
<b>RF1</b>	3,5952	2,9031	9,1188	1,1545	1,1902	1,0552
<b>RF2</b>	3,7171	3,2360	10,0386	1,1936	1,3267	1,1617
<b>RF3</b>	3,1141	2,4392	8,6414	1,0000	1,0000	1,0000
<b>RF4</b>	3,1141	2,4392	8,6414	1,0000	1,0000	1,0000
<b>RF5</b>	3,4871	2,4391	8,6411	1,1198	1,0000	1,0000
<b>RF6</b>	3,4848	3,7299	8,6499	1,1190	1,5291	1,0010
<b>RF7</b>	4,1292	3,1633	9,8807	1,3260	1,2969	1,1434
<b>RF8</b>	4,1239	3,1596	8,9028	1,3243	1,2953	1,0302

Tabela 32 – Frequências absolutas correspondentes a cada modo do modelo sem alvenaria (MSPA)

	$f_{\text{modo 1 (x)}}$	$f_{\text{modo 2 (y)}}$	$f_{\text{modo 3}}$	$\% f_{\text{modo 1 (x)}} (f_{\text{RFN}}/f_{\text{EI}})$	$\% f_{\text{modo 2 (y)}} (f_{\text{RFN}}/f_{\text{EI}})$	$\% f_{\text{modo 3}} (f_{\text{RFN}}/f_{\text{EI}})$
<b>EI</b>	1,7939	2,2576	2,6300	1,0000	1,0000	1,0000
<b>RF1</b>	2,2371	2,7231	6,3541	1,2471	1,2062	2,4160
<b>RF2</b>	2,9311	3,2270	9,3207	1,6339	1,4294	3,5440
<b>RF3</b>	1,7939	2,2576	6,0025	1,0000	1,0000	2,2823
<b>RF4</b>	1,7939	2,2576	6,0025	1,0000	1,0000	2,2823
<b>RF5</b>	2,1887	2,2575	5,9490	1,2201	1,0000	2,2620
<b>RF6</b>	2,1867	2,5462	5,9440	1,2190	1,1278	2,2601
<b>RF7</b>	2,4342	2,8782	13,4767	1,3569	1,2749	5,1242
<b>RF8</b>	2,4206	2,7582	13,4418	1,3494	1,2217	5,1110

Um aspeto relevante e muitas vezes ignorado é que a intervenção de reforço aumenta a rigidez global da estrutura, aumentando de forma geral as frequências, podendo alterar a ação de referência para a avaliação da estrutura. De modo geral, em todas as hipóteses de reforço este fenómeno verifica-se.

Para melhor compreender este fenómeno foi elaborado os espectros de resposta para ambos os modelos, com e sem alvenarias, respetivamente Figura 52 e Figura 53. Nestes espectros de resposta assinalam-se os pontos correspondentes ao período fundamental das várias soluções de reforço, para cada modelo em estudo.

Os períodos foram assinalados no gráfico com dois tipos de formas geométricas, com círculos e triângulos, cujo os círculos representam a direção X e os triângulos a direção Y da mesma solução de reforço.

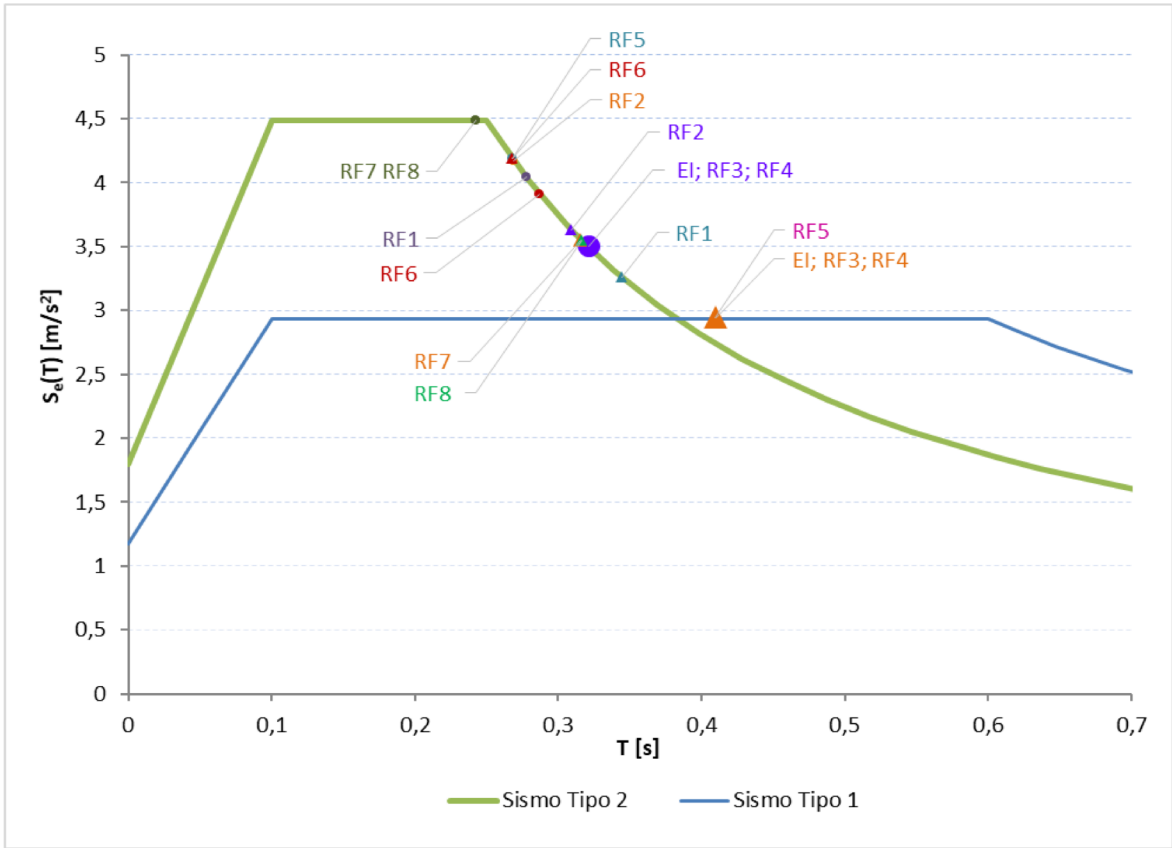


Figura 52 - Modelo com paredes de alvenaria (MCPA)

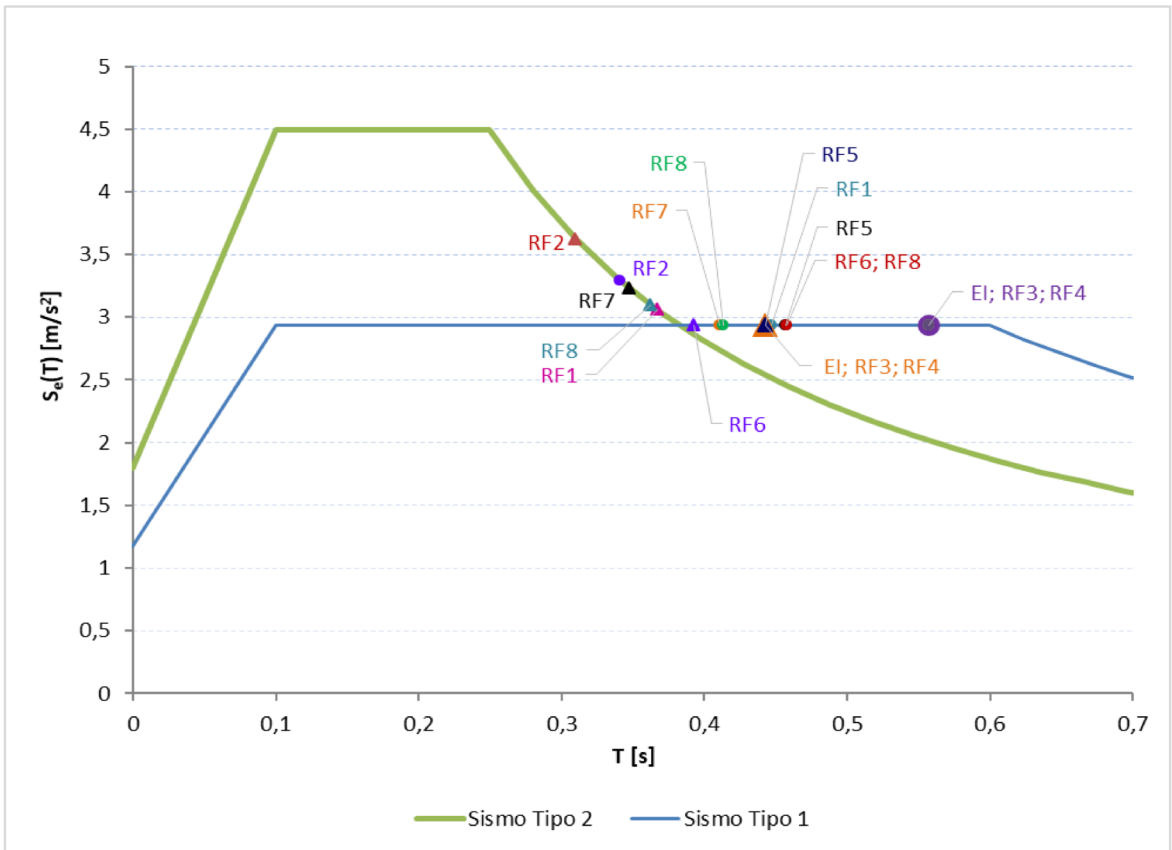


Figura 53 - Modelo sem paredes de alvenaria (MSPA)

Pela análise das figuras acima pode-se constatar que tanto na direção X, como na direção Y, para ambos os modelos os períodos diminuem, à exceção de RF3 e RF4 em ambas as direções e RF5 na direção Y. Este facto é a confirmação do descrito anteriormente, logo de modo geral, as intervenções aumentam a rigidez global da estrutura e em alguns casos aumentam a aceleração de referência para a avaliação da estrutura, sendo este efeito mais claro no caso do modelo numérico que considera as paredes de alvenaria de enchimento.

### 7.2.2. CURVAS DE CAPACIDADE DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO

Da Figura 54 à Figura 57 são apresentadas e comparadas as curvas de capacidades das diferentes soluções de reforço. O valor escolhido para fazer os comentários dos resultados foi o valor de 0,10m de deslocamento da estrutura, por ser um ponto em que a estrutura se encontra em comportamento não linear.

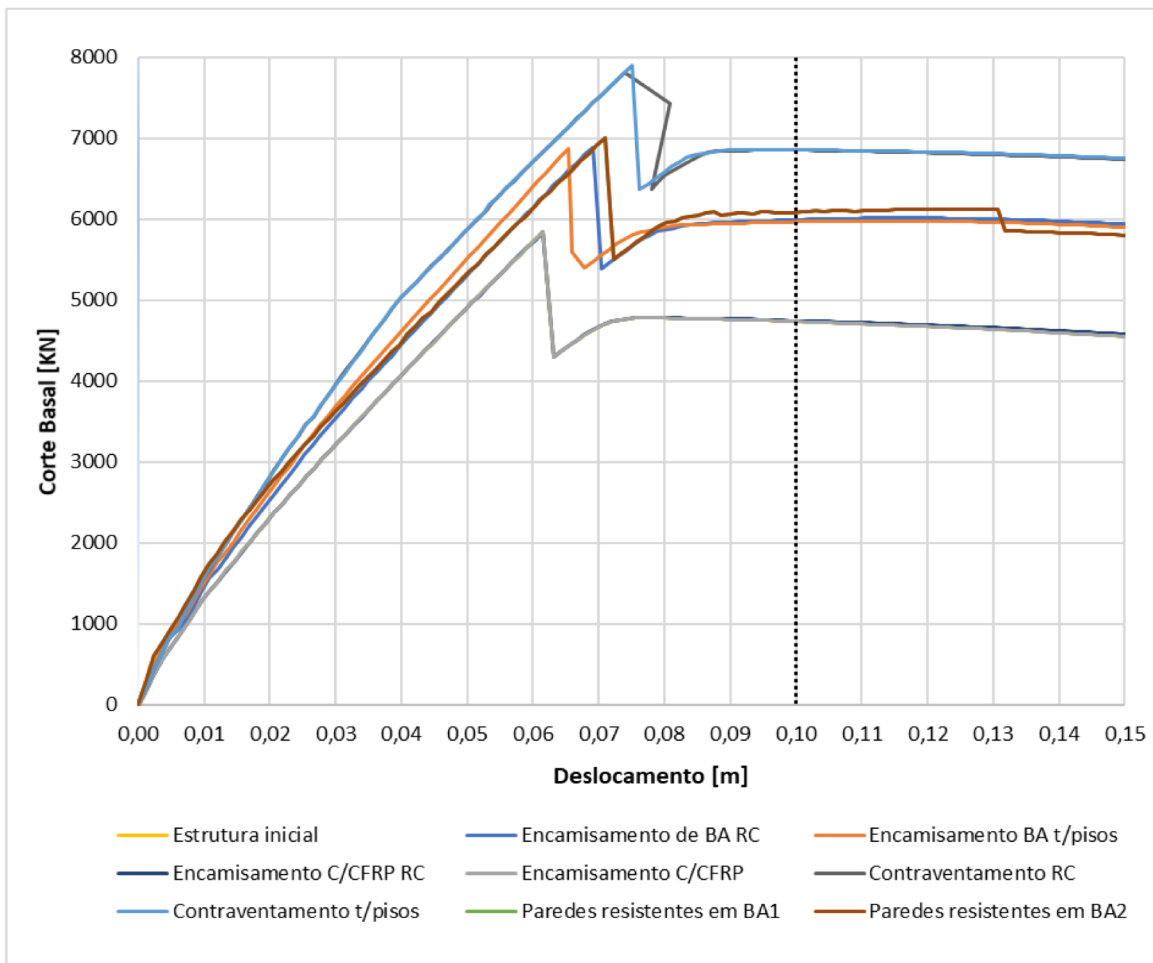


Figura 54 - Comparação de soluções de reforço na direção X (MCPA)

Na direção X do modelo com paredes de alvenaria, compara-se a capacidade resistente das diferentes soluções de reforço (Figura 54), constatando-se que as duas soluções de contraventamentos metálicos foram as que mais aumentaram, cerca de 45% relativamente à capacidade inicial da estrutura.

Nas soluções de reforço dos pilares com encamisamento de fibras de carbono, não se observam alterações significativas da capacidade resistente da estrutura.

As restantes soluções de reforço têm um aumento de capacidade compreendido entre 26% a 29%.

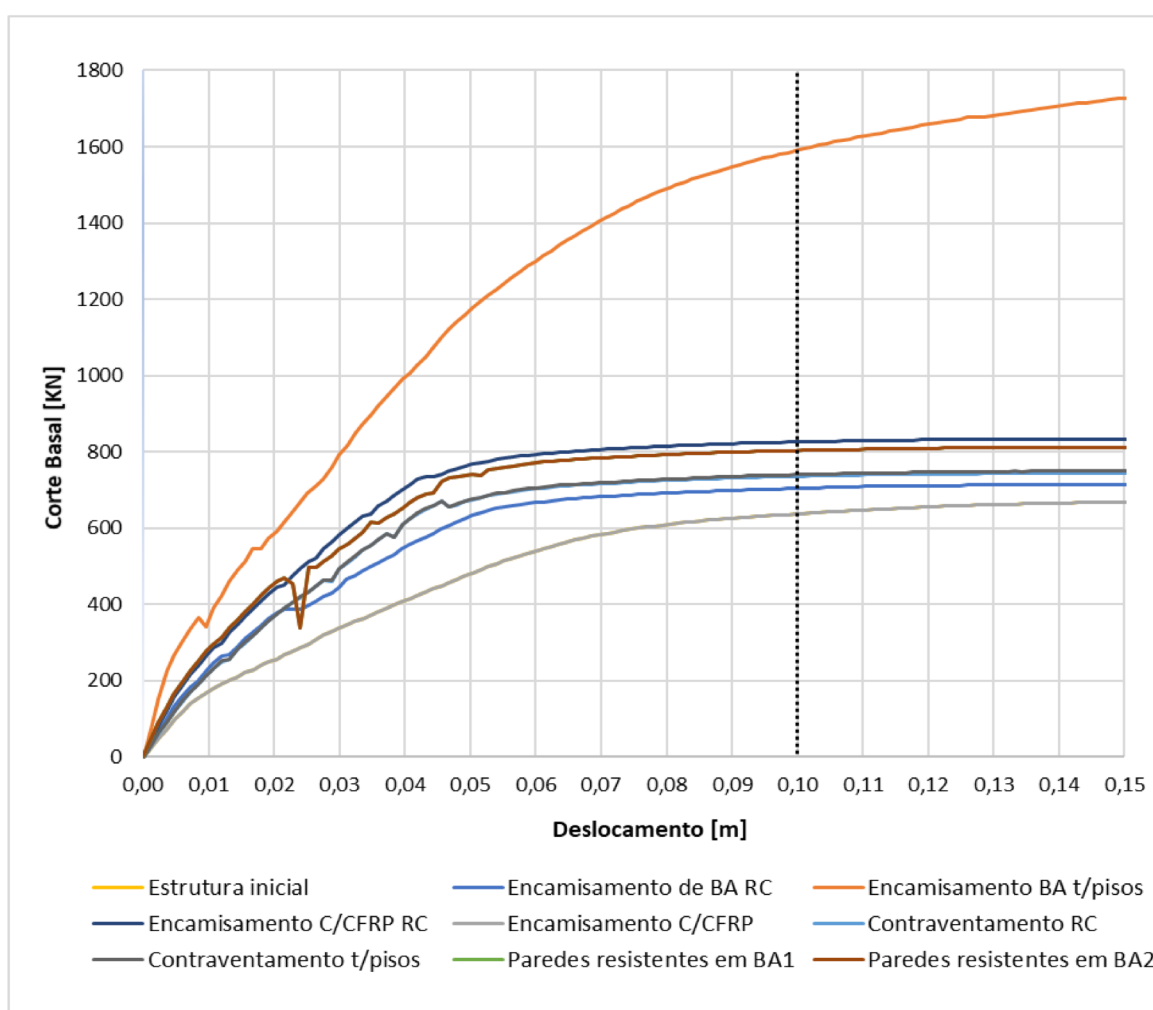


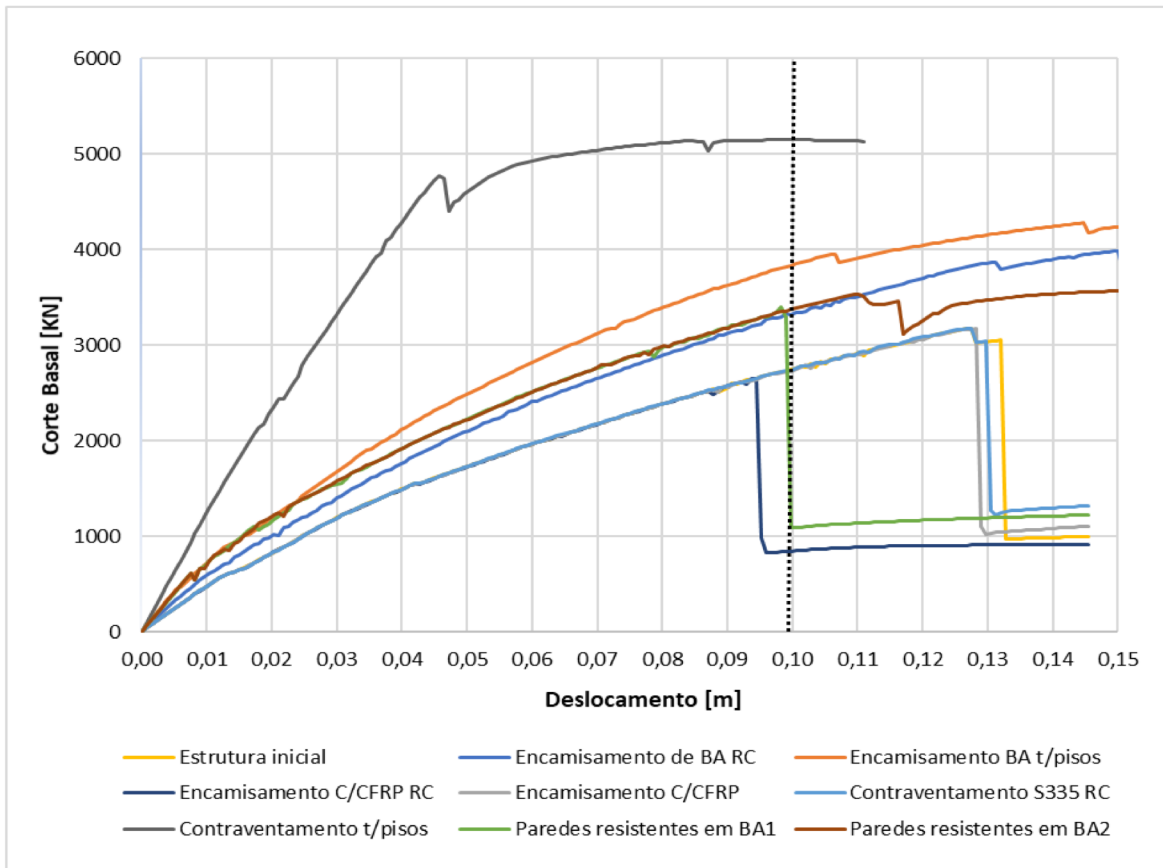
Figura 55 - Comparação de soluções de reforço na direção X (MSPA)

Na direção X do modelo sem paredes de alvenaria, a capacidade resistente das diferentes soluções de reforço (Figura 55) é diferente do modelo com paredes. Neste modelo (MSPA), constata-se que a solução com encamisamento em betão armado nos pilares de todos os pisos

é muito superior a todas as outras soluções, atingindo um aumento de 149% da capacidade resistente do edifício.

Na solução de reforço dos pilares com encamisamento de fibras de carbono em todos os pisos (RF4), não se observa alterações significativas da capacidade resistente da estrutura.

As restantes soluções de reforço os valores aumentaram entre 11% a 30% da capacidade estrutural do edificio existente.



**Figura 56 - Comparação de soluções de reforço na direção Y (MCPA)**

Na direção Y do modelo com paredes de alvenaria, compara-se a capacidade resistente das diferentes soluções de reforço (Figura 56), averiguando-se que a solução com encamisamento em betão armado nos pilares de todos os pisos (RF2) é muito superior a todas as outras, atingindo uma percentagem de 150% da capacidade estrutural do edificio existente.

No valor do deslocamento que se está a fazer a comparação (10cm), existem duas soluções que entram em cedência antes de atingir este deslocamento, a solução de reforço com

encamisamento de fibras de carbono no rés-do-chão (RF3) e a solução de reforço com introdução de paredes resistentes em betão armado (solução 1) (RF7).

As restantes soluções de reforço aumentam a sua capacidade estrutural entre 20% a 40%.

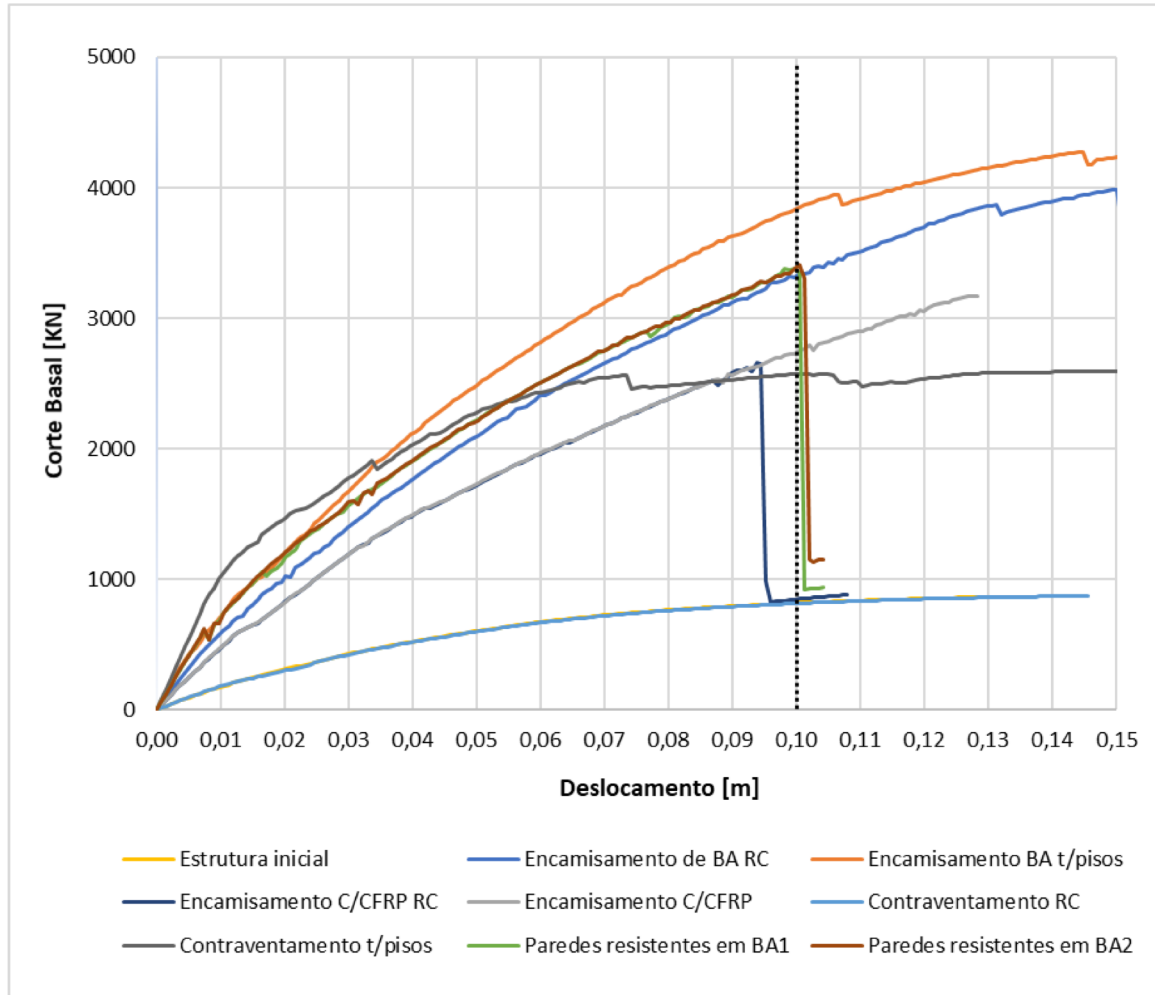


Figura 57 - Comparação de soluções de reforço na direção Y (MSPA)

Na direção Y do modelo sem paredes de alvenaria, compara-se a capacidade resistente das diferentes soluções de reforço (Figura 57), verificando-se que a solução com encamisamento em betão armado nos pilares de todos os pisos é a solução com maior capacidade resistente, com cerca de 368% de aumento de capacidade.

A solução de reforço dos pilares com encamisamento de fibras de carbono no rés-do-chão (RF3), entrou em cedência, pouco antes de atingir os 10cm de deslocamento.

Na solução de reforço com contraventamentos metálicos no piso do rés-do-chão (RF5), não se observa alterações significativas da capacidade resistente da estrutural.

As restantes soluções de reforço aumentam a sua capacidade estrutural entre 214% a 313%.

Em suma, as soluções de reforço na direção Y (Figura 54 e Figura 55) têm um aumento da capacidade resistente muito superior ao da direção X (Figura 56 e Figura 57).

### 7.2.3. ESTADOS LIMITE DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO

Nas tabelas seguintes, são apresentados para cada modelo, os requisitos de desempenho referidos no EC8-3, que classificam o estado de dano em três estados limite, nomeadamente, colapso eminente (NC), dano significativo (SD) e dano limitado (DL), obtidos com a aplicação do método N2, considerando as curvas de capacidade apresentadas.

Tabela 33 – Estados limites da estrutura e reforços do modelo com alvenaria (MCPA)

Direções	direção X			direção Y		
	DL	SD	NC	DL	SD	NC
<b>EI</b>	0,0100	0,0128	0,0221	0,0146	0,0187	0,0324
<b>RF1</b>	0,0093	0,1190	0,0206	0,0085	0,0109	0,0188
<b>RF2</b>	0,0095	0,0122	0,0211	0,0081	0,0104	0,0180
<b>RF3</b>	0,0100	0,0128	0,0221	0,0109	0,0139	0,0241
<b>RF4</b>	0,0100	0,0128	0,0221	0,0118	0,0151	0,0262
<b>RF5</b>	0,0090	0,01156	0,0200	0,0118	0,0151	0,0261
<b>RF6</b>	0,0090	0,01159	0,0201	0,0035	0,0045	0,0078
<b>RF7</b>	0,0082	0,0105	0,0182	0,0072	0,0092	0,0159
<b>RF8</b>	0,0082	0,0105	0,0183	0,0064	0,0082	0,0142

Tabela 34 – Estados limites da estrutura e reforços do modelo sem alvenaria (MSPA)

Direções	direção X			direção Y		
	DL	SD	NC	DL	SD	NC
<b>EI</b>	0,0276	0,0354	0,0613	0,0264	0,0339	0,0588
<b>RF1</b>	0,0193	0,0248	0,0430	0,0193	0,0247	0,0429
<b>RF2</b>	0,0190	0,0244	0,0423	0,0177	0,0227	0,0394
<b>RF3</b>	0,0276	0,0354	0,0613	0,0264	0,0338	0,0586
<b>RF4</b>	0,0276	0,0354	0,0613	0,0262	0,0337	0,0584
<b>RF5</b>	0,0190	0,0244	0,0422	0,0264	0,0339	0,0588
<b>RF6</b>	0,0191	0,0245	0,0425	0,0061	0,0078	0,0136
<b>RF7</b>	0,01538	0,0197	0,0342	0,0154	0,0197	0,0342
<b>RF8</b>	0,01565	0,0201	0,0348	0,0201	0,0257	0,0446

Os requisitos de desempenho da maioria das soluções de reforço diminuem, como expectável, porem os valores dos estados limite da estrutura reforçada com fibras de carbono (RF3; RF4), mantêm-se semelhantes ou iguais face aos valores da estrutura inicial.

#### 7.2.4. PERFIS *DRIFT* DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO

O *drift* corresponde ao deslocamento relativo entre pisos adjacentes divididos pela altura entre estes. Neste trabalho o *drift* apresentado em gráficos, corresponde à envolvente dos *drifts* relativos aos vários pisos. De forma a comparar o desempenho das diferentes soluções de reforço foi escolhido representar o perfil de *drift* correspondente a cada solução de reforço para um ponto corresponde aproximadamente a 1% de *drift* da global estrutura, pois é um ponto em que a estrutura se encontra em comportamento não linear. Os resultados obtidos são apresentados da Figura 58 à Figura 61.

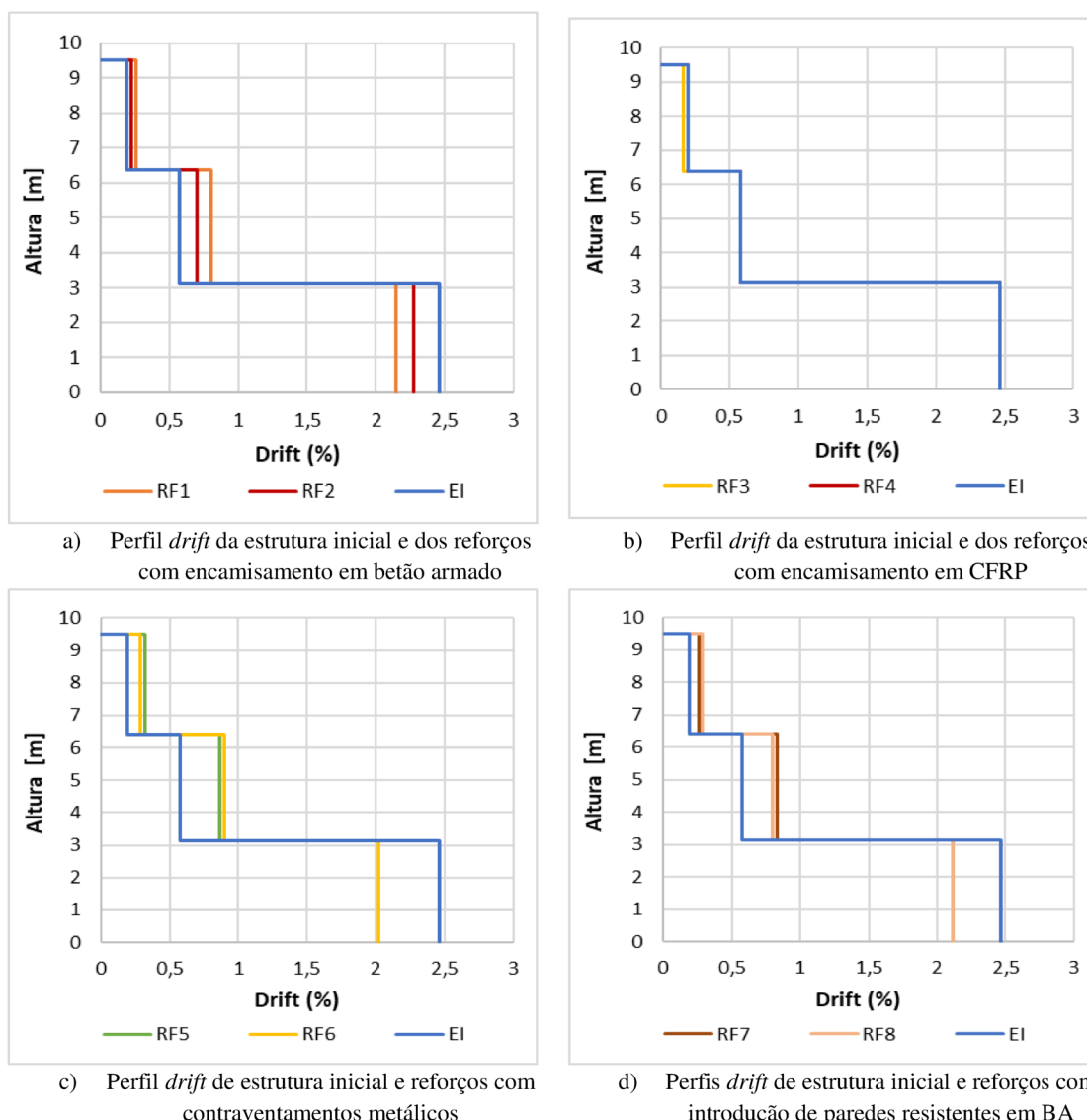
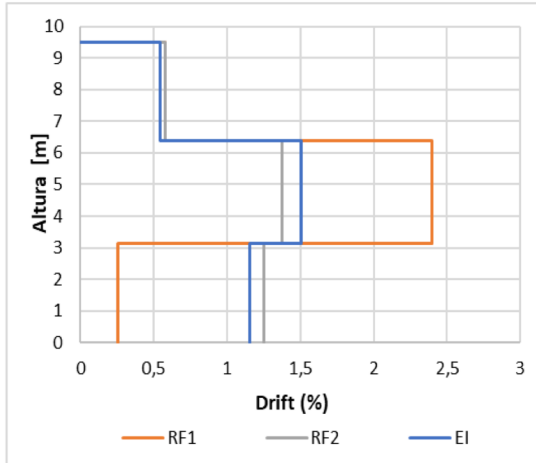
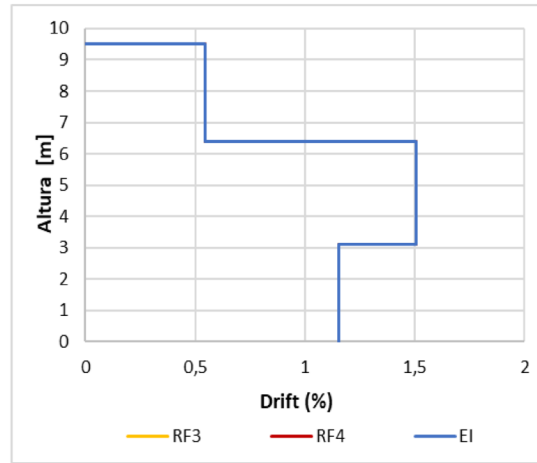


Figura 58 - Perfis *drift* das soluções de reforço, modelo com paredes de alvenaria (MCPA), direção x

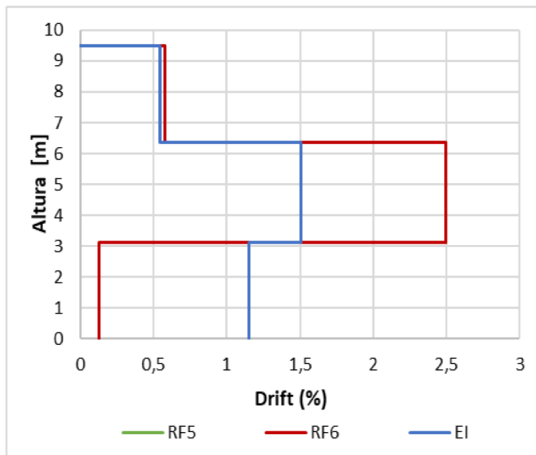
Por análise dos *drifts* das soluções de reforço apresentadas na Figura 58, averigua-se que existe uma melhoria global do comportamento da estrutura face à inicial, à exceção das soluções de reforço com encamisamento de fibras de carbono (RF3 e RF4), em que os *drifts* da estrutura reforçada se mantêm inalterado face ao inicial. Portanto, a maioria das hipóteses de reforço revelam-se benéficas a nível global na direção X.



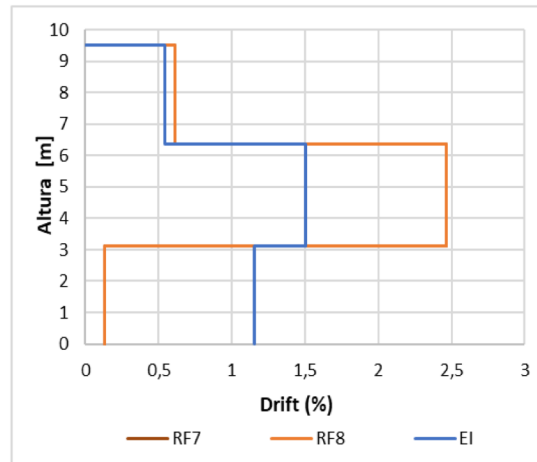
c) Perfil *drift* da estrutura inicial e dos reforços com encamisamento em betão armado



d) Perfil *drift* da estrutura inicial e dos reforços com encamisamento em CFRP



e) Perfil *drift* de estrutura inicial e reforços com contraventamentos metálicos



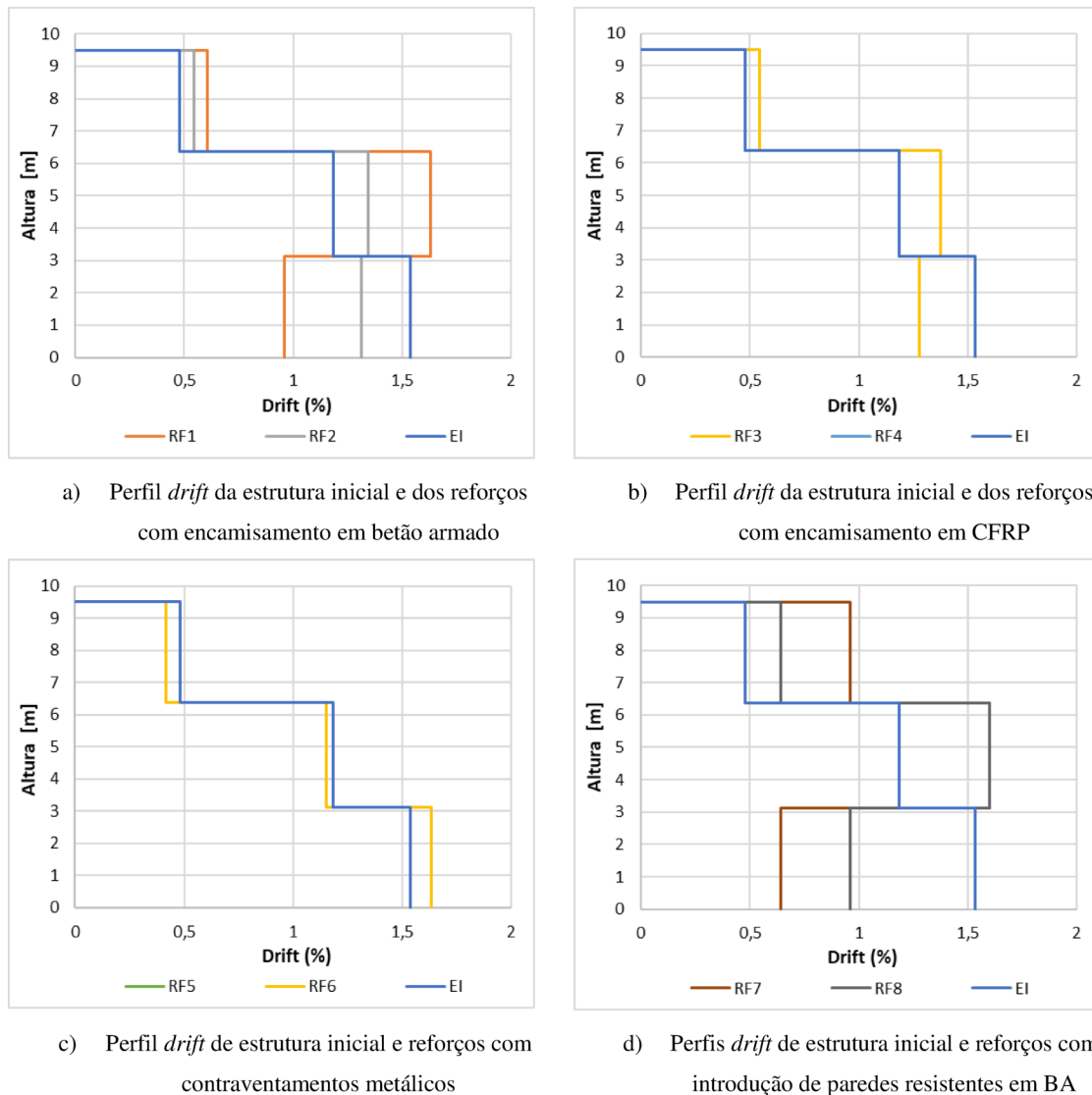
f) Perfis *drift* de estrutura inicial e reforços com introdução de paredes resistentes em BA

**Figura 59 - Perfis *drift* das soluções de reforço, modelo sem paredes de alvenaria (MSPA), direção x**

Na mesma direção X, mas observando o modelo sem paredes de alvenaria (Figura 59), verifica-se que apenas existe uma solução de reforço que apresenta melhoria do comportamento a nível global da estrutura. Esta solução é o reforço de pilares com encamisamento em betão armado pelo desenvolvimento de todos os pisos (RF2).

Na mesma figura Figura 59 na alínea b), observa-se ainda que as soluções de reforço com encamisamento de fibras de carbono (CFRP) mantém o *drift* inalterado, repetindo-se a resposta do modelo com paredes de alvenaria.

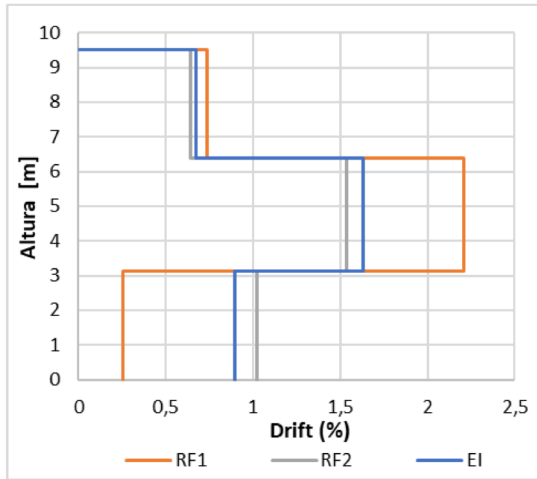
As restantes soluções de reforço apresentam um aumento do *drift* máximo da estrutura, face à inicial, ou seja, o comportamento global das soluções de reforço piora face ao inicial.



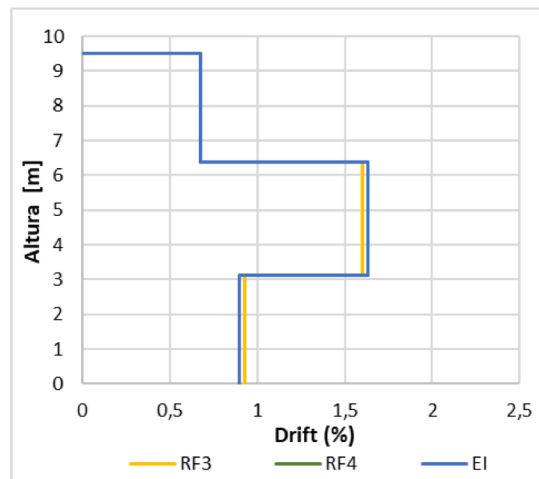
**Figura 60 - Perfis *drift* das soluções de reforço, modelo com paredes de alvenaria (MCPA), direção Y**

Por análise da Figura 60, constata-se que as soluções que apresentam melhorias do comportamento a nível global da estrutura são as soluções RF2 e RF3.

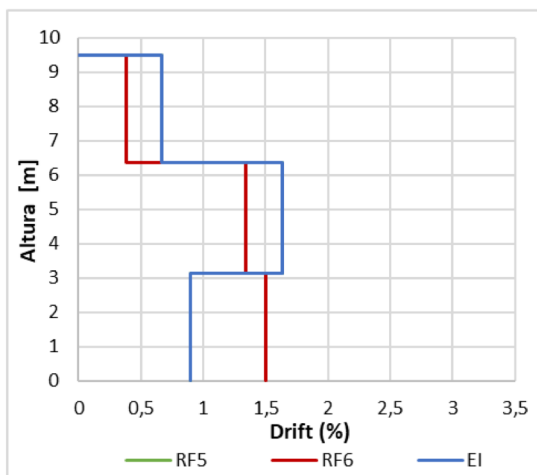
As soluções de reforço RF4 e RF5, mantêm mais uma vez o *drift* máximo inalterado. E as soluções RF1, RF6, RF7 e RF8 aumentam o *drift* máximo, piorando o comportamento global da estrutura.



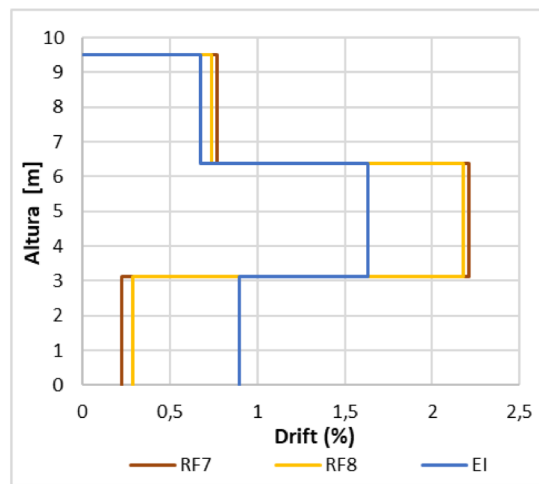
a) Perfil *drift* da estrutura inicial e dos reforços com encamissamento em betão armado



b) Perfil *drift* da estrutura inicial e dos reforços com encamissamento em CFRP



c) Perfil *drift* de estrutura inicial e reforços com contraventamentos metálicos



d) Perfis *drift* de estrutura inicial e reforços com introdução de paredes resistentes em BA

**Figura 61 - Perfis *drift* das soluções de reforço, modelo sem paredes de alvenaria (MSPA), direção Y**

Por último, analisando a Figura 61, averigua-se que as soluções que apresentam melhorias do comportamento a nível global da estrutura são as soluções RF2, RF3 e RF6. As soluções de reforço RF4 e RF5, mantêm uma vez mais, o *drift* máximo inalterado, relativamente à estrutura inicial. As soluções RF1, RF7 e RF8 aumentam o *drift* máximo, piorando o comportamento global da estrutura.

Em síntese, com os resultados dos *drifts* apresentados, pode-se concluir:

- A solução de reforço dos pilares com encamisamento de fibras de carbono em todos os pisos (RF4) não apresenta qualquer alteração face ao comportamento inicial da estrutura.
- No modelo em que se considera as paredes de alvenaria (MCPA), observa-se que a maioria das soluções são benéficas numa direção (direção X), porém prejudiciais na outra direção (direção Y). No modelo em que não se considera as paredes, o fenómeno também acontece, mas com menos soluções. Logo, pode-se constatar que a participação das paredes de alvenaria altera muito o comportamento global da estrutura.
- Em ambos os modelos, com e sem a participação das paredes de alvenaria de enchimento, a solução de reforço que melhora o comportamento global da estrutura em ambas as direções é apenas uma, o reforço dos pilares com encamisamento em betão armado em todos os pisos (RF2).
- Portanto, neste caso de estudo em particular, a solução de reforço dos pilares com encamisamento em betão armado em todos os pisos (RF2) é a mais adequada.



## 8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 8.1. CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas conclusões de todo o trabalho realizado, bem como os aspetos mais importantes retirados dos resultados obtidos.

Este trabalho teve como objetivo principal analisar numericamente uma estrutura existente de betão armado recorrendo à metodologia preconizada no regulamento de Avaliação e Reforço sísmico de edifícios (EC8-3, 2004). Para efetuar a análise sísmica do edifício recorreu-se à análise não linear *pushover*, com a qual se fez a comparação da modelação com participação das paredes de alvenaria de enchimento e outro modelo sem a consideração destas, com o objetivo de analisar a influência dos painéis de alvenaria de enchimento quando sujeitos à ação sísmica. Por análise dos resultados obtidos nos dois modelos, é possível concluir que em ambos os modelos o dano fica sempre concentrado ao nível dos pilares, o que corresponde a um comportamento característico do tipo “viga forte – pilar fraco”.

O modelo sem paredes apresenta o *drift* máximo da estrutura concentrado no segundo piso e verifica-se ainda que o valor de esforço de corte ao nível dos pilares é inferior, pelo que não se mobiliza a rotura por corte dos mesmo. No modelo com paredes o *drift* concentra-se no piso do rés-do-chão, observando-se um comportamento característico do mecanismo *soft-storey*. Os resultados das análises *pushover* permitiram verificar preliminarmente que as aberturas/ausência de paredes de enchimento no rés-do-chão contribuíram para o comportamento na estrutura do tipo *soft-storey*.

Em análise geral, os *drifts* demonstram que o comportamento global da estrutura é mais condicionante no modelo com paredes de alvenaria de enchimento, do que no modelo sem estas, pois apresentam uma diferença de 1% na envolvente dos *drifts* máximos.

O método N2 também evidenciou que os modelos sem alvenaria apresentam sempre melhor comportamento estrutural, nomeadamente no que concerne a atingir ou não determinados graus de dano.

Em relação às paredes de alvenaria, pode-se concluir que apesar de ser um elemento relativamente frágil, desprezar a sua presença poderá não ser uma medida pelo lado da

segurança pois, quando sujeitas a ações horizontais a presença das paredes de alvenaria podem comportar-se como bielas diagonais à compressão aumentando substancialmente a rigidez da estrutura podendo reduzir drasticamente o período natural da estrutura agravando assim a ação sísmica esperada, adicionando forças para algumas zonas do edifício que não foram projetadas para resistir a esses novos esforços (Panagiotis, et al., 2012).

Face ao mecanismo observado procedeu-se ao dimensionamento de várias soluções de reforço estrutural, com o objetivo de analisar a que melhor se adequava. Como tal foram selecionadas 8 soluções de reforço, analisando-se a estrutura com as alterações e efetuando novamente a verificação da segurança regulamentar.

Das 8 soluções de reforço a que se revelou mais efetiva em termos globais foi o encamisamento dos pilares com betão armado em todos os pisos (RF2).

## **8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Na sequência do trabalho realizado nesta dissertação, em que se procurou estudar uma solução de reforço adequada ao edifício em estudo, existem verificações que devem ainda ser desenvolvidas antes da execução do reforço. Estes trabalhos futuros prendem-se essencialmente com a verificação da capacidade das fundações do edifício em estudo. Uma vez que se vai intervir na superestrutura deve-se verificar as fundações existentes, pois alterando o comportamento da estrutura pode-se alterar os esforços nas fundações, o que pode condicionar o desempenho global da estrutura.

Realização de análise não-linear no domínio do tempo de forma a validar as conclusões que foram observadas com as análises não-lineares estáticas

Realizar um estudo paramétrico, relativo às paredes de alvenaria de enchimento, para perceber a influencia das propriedades das alvenarias na resposta global do edifício.

Dimensionamento do reforço das fundações e análise de custo benefício face às ações de reforços previstas e a redução da vulnerabilidade sísmica dos edifícios.

## **BIBLIOGRAFIA OU REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

**Almeida Carlos Augusto de e Bhatt Fernandes** Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) - A New 3D Pushover Procedure INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO. - 2011.

**Antoniou S. Pinho R.** Development and Verification of a Displacement-based Adaptive Pushover Procedure, Journal of Earthquake Engineering. - 2004. - 643-661 : Vol. 8. - p. 5.

**Bento R., Pinho R. e Bhatt C.** "Nonlinear Static Procedures for the seismic assessment of the 3D irregular SPEAR building," Proceedings of the Workshop on Nonlinear Static Methods for Design/Assessment of 3D Structures, Lisbon, Portugal : [s.n.], 2008.

**Carvalho E.C. [et al.]** Classificação Tipológica do Parque Habitacional de Portugal Continental para o Estudo da sua Vulnerabilidade Sísmica, 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. - 2001.

**Carvalho Eduardo Cansado** A Questão da Segurança Sísmica na Reabilitação Urbana [Diário] // Reabilitação Urbana. - Reabilitação Urbana : [s.n.], 2018. - pp. 40-106.

**Carvalho Terzildo Serafim da Conceição Alves de** Estudo Comparativo da regulamentação de Segurança e Ações Nacional com os Eurocódigos Estruturais através de esforços internos num viaduto. - Lisboa : Universidade Lusófona de Humanidade e Tecnologias, 2016.

**Censos** [Relatório]. - [s.l.] : Instituto Nacional de Estatística, 2001.

**Crisafulli A. C. e Park Robert** Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - a General Review, Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000.

**Crisafulli F.j.** "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills", New Zealand : PhD Thesis, University of Canterbury, 1997.

**Crisafulli F.J.** Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills, PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand : [s.n.], 1997.

**EC0** Bases para o projecto de estruturas, Eurocódigo 0 NP EN 1990:2009.. - 2009.

**EC1-1** Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações Gerais - Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios, Eurocódigo 1 NP EN 1991-1-1:2009.. - 2009.

**EC2-1** Eurocode 2: Design of concrete structure, part 1-1: general rules and rules for buildings EN 1992-1-1 2004.

**EC8-1** Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - [s.l.] : EN 1998-1, 2010.

**EC8-3** Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, Parte 3 - Assessment and retrofitting of buildings - [s.l.] : European Committee for Normalization, Brussels, 2004.

**Elnashai G. Thermou and A.** "Seismic retrofit schemes for for RC structures and local-global consequences," Structural Engineering and Materials. - 2006. - Vol. 8 : pp. 1-15.

**Faison Heidi, Comartin Craig D e Elwood Kenneth** Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details - USA : Earthquake Engineering Research Institute (EERI) and International Association for Earthquake Engineering (IAEE), 2004.

**Fardis M. N.** Seismic assessment and retrofit of RC structures - Paris : presented at the 11th ECEE, 1998.

**Furtado André [et al.]** Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado [Conferência] // 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. - 2014.

**Furtado André Filipe Castanheira Alves** Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado, Engenharia Civil. - [s.l.] : Universidade de Aveiro , 2013.

**Krawinkler Helmut** Structural Engineers Association of California [Artigo] // Pushover Analysis: Why, How, When and When Not to Use It.. - 1-6 de october de 1996. - pp. 17-36.

**LNEC CT 115 – EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIIS** [Online] // LNEC-Laboratório Nacional de Engenharia Civil. - 30 de março de 2019. - <http://www.lnec.pt>.

**Lopes Liliana Saraiva** Dificuldades práticas na avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes, Engenharia Civil ; Universidade de Aveiro. - Aveiro : [s.n.], 2012.

**Lopes Mário Manuel Paisana dos Santos** Sismos e Edifícios - [s.l.] : Edições Orion, 2008.

**Mander J.B., Priestley M.J.N. e Park R.** Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*. - [s.l.] : *Journal of Structural Engineering*, 1988. - 8 : Vol. 114. - pp. 1804–1826.

**Marques Mário António Lage Alves** Avaliação Probabilística da Segurança Sísmica de Edifícios - Porto : [s.n.], 2011.

**Menegotto M. e Pinto P.E.** Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending, *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland. - 1973. - pp. 15-22.

**Mota Marcelo António Magalhães** Aplicação e comparação de métodos "pushover" de análise sísmica de estruturas de edifícios, Porto Faculdade de Engenharia da Universidade do. - Porto : [s.n.], Julho de 2010.

**Panagiotis G. Asteris, Ioannis P. Giannopoulos e Christis Z. Chrysostomou** Modeling of Infilled Frames With Openings, *The Open Construction and Building Technology Journal*. - 2012. - Vol. 6. - pp. 81-91.

**Pietra D. Pinho R. and Antoniou S.** "Verification of displacement-based adaptive pushover for seismic assessment of high-rise steel buildings," *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, - Geneva, Switzer : [s.n.], 2006.

**Pina Carlos e Costa Alfredo Campos** Reabilitação Urbana, maio/junho de 2018. - pp. 45-106.

**Pinho R. Antoniou S.** "A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames," *Proceedings of the Fourth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, Greece : [s.n.], 2005.

**Pinho R. Marques M., Monteiro R., Casarotti C.** "Using the Adaptive Capacity Spectrum Method for seismic assessment of irregular frames," *Proceedings of the Fifth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures* , Catania, Itália : [s.n.], 2008. - 21.

**REBA** Regulamento das Estruturas de Betão Armado [s.l.] : Imprensa da Casa da Moeda, 1967.

**REBAP** Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço - Porto : Porto Editora, 1983.

**Rodrigues Hugo [et al.]** Avaliação da Segurança do edifício do Arquivo Municipal - S. Romão - Leiria [Relatório]. - Leiria : [s.n.], 2018.

**Rodrigues Hugo Filipe Pinheiro** "Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios," Dissertação de Mestrado [s.l.] : Universidade do Porto - Faculdade de Engenharia FEUP, 2005.

**Rodrigues Hugo Filipe Pinheiro** Análise Dinâmica e Engenharia Sísmica // Critérios de Regularidade Estrutural. - Leiria : Mestrado em Engenharia Civil- Construções Cívicas, Instituto Politécnico de Leiria, 2019.

**RSA** Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes - Porto : Porto Editora, 1982.

**RSEP** Regulamento de solicitações em Edifícios e Pontes, Decreto nº44041 - [s.l.] : Imprensa da Casa da Moeda, 1961.

**S.Antoniou e R.Pinho** Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. Journal of Earthquake Engineering, Journal of Earthquake Engineering. - July 2004. - pp. 497–522.

**Sá Pedro Abreu** Avaliação da vulnerabilidade sísmica e estudo de soluções de reforço para um edifício escolar no Nepal - Porto : [s.n.], 2016.

**Saraiva João e Appleton Júlio** Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 - Parte 3 [s.l.] : 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006.

**Seismosoft** SeismoStruct 2018 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures [Online]. - 2018. - 10 de setembro de 2018. - <http://www.seismosoft.com>.

**Smyrou E. [et al.]** "Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames" - [s.l.] : Bull Earthquake Eng, 2011. - Vol. 9.

**Smyrou E. [et al.]** Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames, *Bulletin of Earthquake Engineering*. - 2011. - pp. 1519-1534.

**Smyrou Eleni, Blandon-Uribes Carlos e Anton Stelios** "Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. - Génova : ECEE, 2006.

**Teixeira Diogo Miguel Guerreiro** *Análise Estática Não Linear de um Edifício em Betão Armado*, Lisboa : Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014.

**Varum H.S.A.** *Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings*, PhD Thesis - University of Aveiro, Portugal : [s.n.], 2003.

**Varum H.** *Avaliação da segurança e reforço sísmico de edifícios de concreto armado*, Fortaleza - CE (Brasil) : Jornadas de Engenharia - Tecnologia do concreto e patologia das estruturas, 2009.

**Varum H.** *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*, Engenharia Civil ; Universidade de Aveiro. - Aveiro : [s.n.], 2003.