



# **Modelação numérica, avaliação de segurança e reforço sísmico de um edifício tipo Porticado de Betão Armado**

A importância da definição da resistência ao corte para a verificação da segurança dos  
mecanismos frágeis

**António Maria Santos de Matos Lopes Simões**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientador:

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Doutora Rita Cláudia Jorge Peres

**Júri**

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Vogal: Professor Doutor André Filipe Castanheira Alves Furtado

**Junho de 2023**



## Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



## Agradecimentos

Começo por agradecer à Professora Rita Bento e à Doutora Rita Peres por todo o acompanhamento e auxílio que me deram ao longo desta dissertação.

Agradeço a colaboração da Engenheira Rita Couto e do Engenheiro Valter Xavier por todo o auxílio dos vários problemas que surgiram no desenvolvimento deste estudo.

Quero agradecer aos meus amigos que me acompanham desde sempre e também por toda a “força” que fizeram para acabar este curso e entregar esta dissertação.

Quero agradecer a todos os meus amigos que fui conhecendo ao longo deste percurso académico e um obrigado especial a todos os presentes no grupo “Arganil”, sem vocês não teria sido o mesmo.

Por fim, quero agradecer, à minha família e à Rita por todo o auxílio e paciência que tiveram ao longo destes anos.



## Resumo

Os danos causados por sismos em Portugal evidenciam-se, principalmente, no edificado, sendo que muitos dos edifícios de betão armado (BA) construídos entre 1950 e 1983 não foram projetados com a resistência adequada devido à falta de regulamentação. Consequentemente, terão um desempenho sísmico insatisfatório.

A avaliação e reforço de estruturas deste período é essencial para reduzir a vulnerabilidade do edificado e para evitar danos significativos no caso de ocorrer um sismo de magnitude elevada. Para isto, é necessário que se faça uma avaliação de segurança, sendo que as análises não lineares são as recomendadas para a maioria dos edifícios existentes.

Com o intuito de avaliar a segurança sísmica de um edifício representativo do parque habitacional de Benfica e Alvalade e, caso necessário, propor uma solução de reforço, analisou-se esta zona de modo a escolher-se um edifício porticado considerado representativo e construído até 1970. Após a modelação da estrutura, utilizando o *software OpenSees*, realizaram-se análises estáticas não lineares. O comportamento do edifício foi avaliado de acordo com o método N2 proposto pelo na Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1), tendo em consideração os requisitos de segurança apresentados na Parte 3 do mesmo Eurocódigo (EC8-3).

O edifício selecionado, como representativo do parque edificado de betão armado das zonas de Alvalade e Benfica, foi modelado em dois programas de cálculo e considerando diferentes modelos não lineares para os elementos estruturais vigas e pilares: plasticidade concentrada e distribuída em *OpenSees* e plasticidade concentrada no SAP2000. Os modelos foram calibrados e comparados a partir dos resultados obtidos com as análises modais e análises *pushover*. Depois de os modelos terem sido calibrados, comparou-se a curva de capacidade dos três modelos para se perceber se existem diferenças de resultados consequentes das opções adotadas para cada modelo.

Prosseguindo com o modelo de plasticidade concentrada para a avaliação de segurança, percebeu-se que o colapso principal deste tipo de estruturas é a frágil, condicionada pelo esforço transversal. Por conseguinte, adotou-se uma solução com mantas de CRFP para o reforço deste edifício, recorrendo às expressões apresentadas no EC8-3 para a verificação da segurança estrutural dos elementos estruturais reforçados e não reforçados.

Por fim, comparou-se a expressão do esforço transversal resistente apresentada no EC8-3 com outras equações apresentadas nas normas sísmicas de outros países. Com base nesta comparação, concluiu-se que a expressão utilizada em Portugal, apresentada pela EC8-3, é conservativa comparativamente com as expressões utilizadas noutros países.

**Palavras-chave:** Vulnerabilidade, Edifício Representativo, Análise-Estática Não Linear, EC8, Plasticidade Distribuída, Plasticidade Concentrada, Avaliação Sísmica, Reforço Sísmico, Esforço Transverso.



## Abstract

The damage caused by earthquakes in Portugal buildings is mainly expected in reinforced concrete (RC) structures constructed between 1950 and 1983, which were not designed with adequate strength due to the lack of regulations. Consequently, it will have an unsatisfactory seismic performance.

The strengthening of structures of this era is essential to reduce their vulnerability and to avoid significant damage and, eventually, the buildings collapse. For this purpose, a safety assessment is required, and nonlinear analyses to evaluate the buildings capacity are recommended.

In order to evaluate the seismic safety of a building considered to be representative of Benfica and Alvalade buildings stock and, if necessary, to propose a strengthening solution, a survey was performed in this area, and a framed building built before 1970 was chosen. The building structure was modelled using OpenSees software to assess its capacity through non-linear static analysis. The performance point was calculated according to the N2 method, proposed by Part 1 of Eurocode 8 (EC8-1), and the safety assessment followed the Eurocode 8 - Part 3 (EC8-3) requirements.

The selected building was modelled using both the concentrated and distributed plasticity models available in OpenSees. The model's calibration was made by comparing the results of gravity and modal analysis obtained with OpenSees and SAP2000 software. After calibration, the capacity curves were obtained with both OpenSees models and SAP2000 concentrated plasticity model. The results were compared to determine if there were significant differences between the models.

The capacity curve obtained with the OpenSees concentrated plasticity model was chosen for the subsequent safety evaluation. It was concluded that the dominant mechanism in this type of structures is brittle, controlled by shear. Therefore, a strengthening solution with CRFP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) was adopted for the building structure, following the expressions presented in EC8-3 for safety checks for both strengthening and unstrengthen structural elements.

Lastly, the expression for resistant shear force presented in EC8-3 was compared with similar expressions used in other countries for seismic shear resistance. Based on this comparison, it can be concluded that the expression used in Portugal, as presented by EC8-3, prioritizes safety when compared to the expressions used in other countries.

**Keywords: Vulnerability, Representative Building, Nonlinear Statistical Analysis, EC8, Distributed Plasticity, Concentrated Plasticity, Seismic Evaluation, Seismic Reinforcement, Shear Force.**



# Índice

<b>Agradecimentos</b> .....	<b>i</b>
<b>Resumo</b> .....	<b>iii</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>v</b>
<b>Índice de Figuras</b> .....	<b>x</b>
<b>Índice de Tabelas</b> .....	<b>xiii</b>
<b>Lista de abreviaturas e símbolos</b> .....	<b>xiv</b>
Abreviaturas .....	xiv
Letras maiúsculas latinas .....	xiv
Letras minúsculas latinas .....	xvi
Letras maiúsculas gregas.....	xvii
<b>1. Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Objetivos propostos.....	3
1.3 Organização do documento .....	3
<b>2. Introdução ao caso de estudo</b> .....	<b>5</b>
2.1 Enquadramento histórico e apresentação dos bairros em estudo.....	5
2.2 Problemas dos edifícios existentes em Benfica e Alvalade .....	8
2.3 Critérios conformidade .....	12
2.3.1 Mecanismos de colapsos frágeis .....	13
2.3.2 Mecanismos de colapsos dúcteis.....	16
2.3.3 Verificação dos Nós Viga-Pilar .....	18
2.4 Análise estática não linear ( <i>pushover</i> ) e modelação numérica.....	21
2.4.1 Plasticidade Concentrada .....	22
2.4.2 Plasticidade Distribuída .....	26
2.5 Método N2 .....	27
2.6 Apresentação dos programas .....	30
2.6.1 <i>MATLAB (Matrix Laboratory)</i> .....	30
2.6.2 <i>OpenSees (The Open System for Earthquake Engineering Simulation)</i> .....	30
2.6.3 <i>SAP2000</i> .....	30
<b>3. Definição e apresentação do edifício</b> .....	<b>31</b>
3.1 Introdução.....	31
3.2 Modelação do edifício.....	31
3.2.1 Ano .....	31
3.2.2 Materiais .....	32
3.2.3 Sistema.....	34

3.2.4 Número e altura dos pisos .....	35
3.2.5 Altura do 1º Piso .....	36
3.2.6 Dimensão dos elementos .....	37
3.2.7 Taxas de armadura .....	39
3.2.8 Regularidade vertical .....	42
3.2.9 Espessura da laje .....	43
3.3 Apresentação das Plantas .....	44
3.4 Definição da estrutura .....	45
3.4.1 Nós .....	45
3.4.2 Materiais .....	45
3.4.3 Vigas e Pilares.....	46
3.4.4 Paredes de Alvenaria .....	47
3.4.5 Lajes .....	51
3.4.6 Fundações .....	51
3.4.7 Massa e Cargas gravíticas .....	52
<b>4. Caracterização Dinâmica e Análise Sísmica do Edifício .....</b>	<b>53</b>
4.1 Introdução.....	53
4.2 Análise Modal .....	54
4.2.1 Sem paredes de alvenaria .....	54
4.2.2 Piso vazado .....	55
4.3 Curvas de capacidade resistente .....	56
4.3.1 Análise na direção X.....	56
4.3.2 Análise na direção Y.....	58
4.3.3 Conclusões entre os três modelos .....	59
4.4 Definição da ação sísmica .....	60
<b>5. Avaliação de segurança e reforço do edifício representativo .....</b>	<b>61</b>
5.1 Introdução.....	61
5.2 Avaliação de segurança .....	62
5.3 FRP ( <i>Fiber Reinforced Polymer</i> ) .....	65
5.3.1 Resistência de elementos de BA reforçados com FRP .....	66
5.3.2 Apresentação dos resultados após reforço.....	67
5.3.3 Avaliação do nó viga-pilar após reforço .....	68
<b>6. Análise comparativa de propostas para a definição da resistência ao corte - comparação de diferentes regulamentos sísmicos .....</b>	<b>71</b>
6.1 Introdução.....	71
6.2 Norma Portuguesa e Grega (EC8).....	71
6.3 Norma Italiana .....	72
6.4 Norma Americana.....	73

6.5 Norma Neozelandesa .....	74
6.6 Norma Turca.....	75
6.7 Comparação de resultados e conclusões .....	76
<b>7. Considerações finais e desenvolvimentos futuros .....</b>	<b>79</b>
7.1. Considerações finais .....	79
7.2 Desenvolvimentos futuros .....	80
<b>Bibliografia .....</b>	<b>81</b>
<b>Anexos.....</b>	<b>I</b>
Anexo A – Capítulo 2.....	I
Anexo B – Capítulo 3.....	II
Anexo C – Capítulo 4 .....	IX
Anexo D – Capítulo 5 .....	XII
Anexo E – Capítulo 6.....	XIX

## Índice de Figuras

Figura 1: Caracterização do período de construção dos dois bairros em estudo, Alvalade (esquerda) e Benfica (direita), (Xavier et al., 2022) .....	7
Figura 2: Diferença entre deformação com e sem piso vazado, aquando da ação sísmica (esquerda); Colapso de edifícios com piso vazado no rés-do-chão, sismo da Turquia de 6 de fevereiro de 2023 (direita).....	9
Figura 3: Mecanismo numa estrutura com rótulas plásticas nos pilares (esquerda) ou nas vigas (direita) .....	10
Figura 4: Espectro de resposta elástico tipo 1 (esquerda) e tipo 2 (direita) para terrenos dos tipos A ao E. ....	12
Figura 5: Representação dos nós interiores e exteriores .....	18
Figura 6: Padrões de carga .....	21
Figura 7: Modelos de elementos viga-coluna [Plasticidade concentrada a) e b) e Plasticidade Distribuída c), d) e e)], (Deierlein et al., 2010).....	21
Figura 8: Curva trilinear para um pilar comum RC-1º Piso .....	25
Figura 9: Modelo de plasticidade distribuída, retirado de (Zendaoui et al., 2016) .....	26
Figura 10: Determinação da relação idealizada força/deslocamento .....	28
Figura 11: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente apenas com 1 GDL.....	29
Figura 12: Relação constitutiva do comportamento monotónico à compressão do betão, apresentado por Mander (Mander et al., 1989).....	32
Figura 13: Relação constitutiva do aço para um carregamento monotónico, segundo Park-Paulay (R. Park T . Paulay, 1975).....	33
Figura 14: Tipo de Sistema de Edifícios antes de 1970.....	34
Figura 15: Colapso devido à ocorrência sísmica. Sismo de 6 de fevereiro 2023, Turquia.....	35
Figura 16: Dados estatísticos do número de pisos (esquerda) e altura do piso regular (direita) .....	35
Figura 17: Altura do piso R/C .....	36
Figura 18: Secção das vigas .....	37
Figura 19: Secção dos pilares .....	38
Figura 20: Taxa de armadura longitudinal.....	39
Figura 21: Taxa de armadura transversal .....	40
Figura 22: Dados do espaçamento da armadura transversal.....	41
Figura 23: Dados da regularidade vertical de edifícios construídos antes de 1970 .....	42
Figura 24: Dados referentes à espessura da laje .....	43
Figura 25: Planta tipo do edifício (dimensões em m).....	44
Figura 26: Exemplo de modelação de um nó do edifício .....	45
Figura 27: Modelação dos elementos rígidos .....	46
Figura 28: Modelação da não linearidade de um pilar .....	46
Figura 29: Modelação da não linearidade de uma viga .....	46
Figura 30: Modelo de escoras para simular o comportamento das paredes de alvenaria, adaptada de (Couto et al., 2022).....	47

Figura 31: Exemplo de um modelo histerético da PA .....	48
Figura 32: Paredes de alvenaria do edifício (esquerda) e paredes de alvenaria consideradas para a resistência (direita) .....	50
Figura 33: Master Node (esquerda) e Diafragma Rígido (Direita) .....	51
Figura 34: Condições de apoio .....	51
Figura 35: Modelo estrutural com piso vazado em "OpenSees" .....	53
Figura 36: Comparação dos modelos pela curva de capacidade na direção X.....	56
Figura 37: Curva pushover na direção X para os diferentes carregamentos .....	57
Figura 38: Comparação dos modelos pela curva de capacidade na direção Y.....	58
Figura 39: Curva pushover na direção Y para os diferentes carregamentos .....	58
Figura 40: Utilização de FRP's em Pilar (esquerda)[(S&P, 2023)] e Viga (direita) [(Cruz, 2012)].....	61
Figura 41: Avaliação de segurança do edifício .....	62
Figura 42: Disposição da rotura frágil dos pilares após primeira avaliação.....	63
Figura 43: Comparação das curvas de capacidade com e sem reforço.....	67
Figura 44: Curvas de capacidade após reforço, com os respetivos deslocamentos.....	67
Figura 45: i. Solução de reforço por escoras metálicas (Haunch Type Element), (Pampanin, 2006) ..	69
Figura 46: ii. Solução de reforço por FRP, (Risi et al., 2020).....	70
Figura 47: Comparação do $V_{rd}$ das diferentes normas em função do esforço normal reduzido .....	76
Figura 48: Contribuição da armadura transversal.....	77
Figura 49: Contribuição do betão e esforço axial.....	78
Figura 50: Exemplo do cálculo da rótula plástica de um pilar no primeiro piso.....	I
Figura 51: Planta de um edifício representativo em Alvalade (35693) .....	II
Figura 52: Planta de um edifício representativo em Benfica (57197) .....	II
Figura 53: Planta de um edifício representativo em Benfica (57229) .....	II
Figura 54: Planta de um edifício representativo em Benfica (57200) .....	III
Figura 55: Planta de um edifício representativo em Benfica (57363) .....	III
Figura 56: Planta de um edifício representativo em Benfica (58543) .....	III
Figura 57: Planta de um edifício representativo em Benfica (52483) .....	IV
Figura 58: Planta de um edifício representativo em Benfica (51062) .....	IV
Figura 59: Planta de um edifício representativo em Benfica (57220) .....	IV
Figura 60: Planta de um edifício representativo em Benfica (57896) .....	V
Figura 61: Pormenorização das armaduras dos pilares .....	V
Figura 62: Conexão dos diferentes nós ao diafragma rígido .....	VII
Figura 63: Representação primeiro modo de vibração (direção X) .....	X
Figura 64: Representação do segundo modo de vibração (Torção) .....	X
Figura 65: Representação do terceiro modo de vibração (direção Y) .....	X
Figura 66: Comparação das duas direções da curva de capacidade.....	XI
Figura 67: Curva 1 GDL, Curva Bilinear e respetivos deslocamentos na direção X .....	XII
Figura 68: Curva 1 GDL, Curva Bilinear e respetivos deslocamentos na direção Y .....	XII
Figura 69: Curva de capacidade para MGDG na direção X .....	XIII

Figura 70: Curva de capacidade para MGDL na direção Y .....	XIII
Figura 71: Planta da numeração dos pilares utilizada nas tabelas de verificações apresentadas em anexo .....	XVIII
Figura 72: Consideração do fator $\gamma$ , retirado da norma neozelandesa.....	XIX
Figura 73: $\alpha$ , retirado da norma neozelandesa .....	XIX

## Índice de Tabelas

Tabela 1: Dados populacionais referentes à freguesia de Benfica, (Benfica, 2011) .....	6
Tabela 2: Força de rotura média do betão de acordo com o REBA .....	32
Tabela 3: Propriedades do Betão B225 .....	32
Tabela 4: Propriedades do Aço tipo A.....	33
Tabela 5: Propriedades do Aço A40 .....	33
Tabela 6: Propriedades da Alvenaria de Tijolo .....	47
Tabela 7: Pesos considerados para o cálculo da combinação sísmica.....	52
Tabela 8: Características de cada piso .....	52
Tabela 9: Períodos e frequências dos modelos sem paredes .....	54
Tabela 10: Período e frequência dos modelos com piso vazado .....	55
Tabela 11: Participação modal de massa dos modelos com piso vazado .....	55
Tabela 12: Parâmetros dos dois tipos de sismo .....	60
Tabela 13: Deslocamento alvo para os dois tipos de sismo .....	60
Tabela 14: Comparação do deslocamento alvo do carregamento modal e uniforme .....	62
Tabela 15: Deslocamentos e respetivas forças para análise na direção X .....	63
Tabela 16: Deslocamentos e respetivas forças para a análise na direção Y .....	63
Tabela 17: Exemplo de avaliação de esforço transversal em X.....	64
Tabela 18: Exemplo de avaliação de esforço transversal em Y .....	64
Tabela 19: Exemplo de avaliação da rotação em X.....	64
Tabela 20: Exemplo de avaliação da rotação em Y.....	64
Tabela 21: Propriedades do CRFP .....	65
Tabela 22: Deslocamentos referentes à curva de capacidade na direção X, após reforço .....	68
Tabela 23: Deslocamentos referentes à curva de capacidade na direção Y, após reforço .....	68
Tabela 24: Mecanismo dúctil (Esquerda) e Mecanismo Frágil (Direita) do pilar de maior dimensão... ..	68
Tabela 25: Esforços atuantes de cálculo para verificação do nó .....	69
Tabela 26: Esforços resistentes para verificação do nó .....	69
Tabela 27: Caracterização da armadura longitudinal do Pilar Comum .....	V
Tabela 28: Caracterização da armadura longitudinal do Pilar de Maior Dimensão.....	V
Tabela 29: Caracterização da armadura transversal do Pilar Comum .....	VI
Tabela 30: Caracterização da armadura transversal do Pilar de Maior Dimensão .....	VI
Tabela 31: Resumo da caracterização do edifício .....	VI
Tabela 32: Resumo da caracterização dos elementos estruturais .....	VII
Tabela 33: Participações de massa para o modelo de plasticidade concentrada em OpenSees.....	IX
Tabela 34: Participações de massa para o modelo de plasticidade distribuída em OpenSees .....	IX
Tabela 35: Participações de massa para o modelo de plasticidade concentrada em SAP .....	IX
Tabela 36: Esforço transversal na direção X .....	XIV
Tabela 37: Rotação na direção X.....	XV
Tabela 38: Esforço Transversal na direção Y .....	XVI
Tabela 39: Rotação na direção Y .....	XVII

# Lista de abreviaturas e símbolos

## Abreviaturas

CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i> – Polímeros reforçados com fibras de carbono;
DL	Estado Limite de Limitação de Danos;
EC1-1	Parte 1 do Eurocódigo 1;
EC2-1	Parte 1 do Eurocódigo 2;
EC8	Eurocódigo 8;
EC8-1	Parte 1 do Eurocódigo 8;
EC8-3	Parte 3 do Eurocódigo 8;
KL1	Conhecimento Limitado;
KL2	Conhecimento Normal;
KL3	Conhecimento Integral;
<i>MDOF</i>	<i>Multiple Degree of Freedom</i> ;
NC	Estado Limite de Colapso Iminente;
<i>OpenSees</i>	<i>Open System for Earthquake Engineering Simulation</i> ;
<i>PA</i>	<i>Parede de Alvenaria</i> ;
<i>PC</i>	<i>Plasticidade Concentrada</i> ;
<i>PD</i>	<i>Plasticidade Distribuída</i> ;
RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos;
REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado;
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;
<i>SAP2000</i>	<i>Structural Analysis Program 2000</i> ;
SD	Estado Limite de Danos Severos;
<i>SDOF</i>	<i>Single Degree of Freedom</i> ;

## Letras maiúsculas latinas

$A$	Termo para o cálculo da linha neutra;
$A_c$	Área da secção transversal;
$A_g$	Área bruta da secção transversal;
$A_{s1}$	Área da secção das armaduras superiores da viga;
$A_{s2}$	Área da secção das armaduras inferiores da viga;
$A_{sh}$	Área total das cintas horizontais;
$A_v$	Área de armadura transversal;
$A_w$	Secção transversal da parede de alvenaria;
$B$	Termo para o cálculo da linha neutra;
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão;
$E_f$	Módulo de elasticidade da manta de CFRP;

$E_{h,Fmax}$	Energia de deformação até à formação do mecanismo plástico;
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço;
$E_m^*$	Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico;
$E_w$	Módulo de elasticidade da alvenaria;
$F^*$	Força de corte basal do sistema SDOF equivalente;
$F_y^*$	força de corte basal necessária para a formação do primeiro mecanismo plástico.;
$F_{cr}$	Força de corte de fendilhação da parede de alvenaria;
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente;
$G_w$	Módulo de distorção da alvenaria;
$H_w$	Altura útil da parede de alvenaria;
$I_c$	Momento de inércia da coluna adjacente de betão armado da PA;
$I_p$	Momento de Inércia Polar;
$K_{deg}$	Rigidez de degradação da parede de alvenaria;
$K_{el}$	Rigidez elástica da parede de alvenaria;
$K_{sec}$	Rigidez secante da parede de alvenaria;
$L_0$	Comprimento da abertura da parede de alvenaria;
$L_{cl}$	Largura máxima da abertura na horizontal;
$L_w$	Comprimento da parede de alvenaria;
$L_y$	Relação entre momento/esforço transversal na secção de extremidade;
$M_{Máx}$	Momento máximo;
$M_y$	Momento de cedência;
$N$	Esforço axial;
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável;
$S$	Coefficiente de solo;
$S_e$	Espectro de resposta elástica;
$T$	Período da estrutura;
$T^*$	Período do sistema idealizado com um grau de liberdade;
$T_B$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
$T_C$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
$V_{jh,i}$	Esforço transversal resistente devido ao esmagamento da escora diagonal do betão;
$V_{jh,i}$	Esforço transversal resistente devido à rotura da armadura transversal;
$V_c$	Contribuição da escora diagonal longitudinal do elemento;
$V_C$	Esforço transversal no pilar na secção situada acima do nó;
$V_{Ed}$	Esforço transversal atuante;
$V_{Rd}$	Esforço transversal resistente;
$V_n$	Contribuição do esforço axial;
$V_s$	Contribuição da armadura transversal;

$V_w$  Contribuição das armaduras transversais;

$V_{w,f}$  Contribuição do CFRP;

## Letras minúsculas latinas

$a_{gr}$  Aceleração máxima à superfície do terreno;

$b$  Largura da secção transversal;

$b_b$  Largura da secção transversal da viga normal ao plano de flexão;

$b_c$  Largura da secção transversal do pilar normal ao plano de flexão;

$b_i$  Espaçamento entre eixos de varões longitudinais travados lateralmente pelo canto de um estribo ou por um gancho ao longo do perímetro da secção transversal;

$b_j$  Largura efetiva do nó;

$b_o$  Dimensão do núcleo confinado;

$b_w$  Menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;

$b_w$  Largura da secção transversal;

$b_w$  Largura da escora da PA;

$c_j$  Coeficiente com o valor de 1 em nós viga-pilar interiores e 0,8 em nós viga-pilar exteriores;

$d$  Altura útil da secção;

$d'$  Diferença entre a altura da secção e altura útil da secção;

$d^*$  Deslocamento para um grau de liberdade;

$d_b$  Diâmetro médio da armadura longitudinal de compressão;

$d_{bl}$  Diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

$d_{máx}$  Deslocamento máximo correspondente à força máxima da PA;

$d_m^*$  Deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade;

$d_t$  Deslocamento alvo para múltiplos graus de liberdade;

$d_t^*$  Deslocamento alvo para um grau de liberdade;

$d_y^*$  Deslocamento no limite de plasticidade do sistema;

$f_c$  Tensão de rotura do betão à compressão;

$f_c'$  Tensão de rotura do betão não confinado à compressão;

$f_{ck}$  Tensão característica do betão;

$f_{ct}$  Tensão de rotura do betão à tração;

$f_{f,e}$  Tensão efetiva do CFRP;

$f_{su}$  Tensão última do aço;

$f_{u,f}$  Valor de cálculo da resistente última da manta de CFRP, igual à resistência última dividida pelo coeficiente parcial;

$f_y$  Tensão de cedência do aço;

$f_{yw}$  Tensão de cedência dos estribos;

$h$  Altura da secção transversal;

$h_o$	Dimensão do núcleo confinado;
$h_{jc}$	Distância entre as camadas extremas de armadura longitudinal do pilar;
$k$	Igual a 1 se a exigência de ductilidade de deformação é menor ou igual a 2 e 0,7 se a exigência de ductilidade de deformação é maior ou igual a 6, varia linearmente para valores entre 2 e 6;
$k_y$	Normalização da zona comprimida da secção de cedência;
$m^*$	Massa do sistema equivalente;
$m_i$	Massa do piso i;
$n$	Relação do módulo de elasticidade do aço e do betão;
$s$	Espaçamento das armaduras transversais;
$s_h$	Espaçamento das armaduras transversais;
$t_w$	Espessura da escora diagonal;
$t_f$	Espessura da manta CRFP;
$u_{\Delta}^{pl}$	coeficiente de ductilidade do deslocamento transversal na extremidade do vão de corte ou da rotação da corda na extremidade do elemento;
$x$	Altura da zona de compressão da secção;
$z$	Braço do binário das forças interiores;

### Letras maiúsculas gregas

$\alpha$	Fator de degradação da parede de alvenaria;
$\alpha$	Coeficiente de eficácia do confinamento;
$\alpha$	Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo do elemento;
$\alpha_{cw}$	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido - igual a 1, para estruturas não pré-esforçadas;
$\alpha_{sl}$	Coeficiente que difere se a rotação no topo do elemento é possível ou não;
$\gamma$	Fator que considera a degradação de esforço transversal;
$\gamma_{el}$	Coeficiente que diminui os valores de rotação última e esforço transversal resistente;
$\gamma_M$	Coeficiente parcial dos materiais;
$\gamma_I$	Coeficiente de importância;
$\gamma_{Rd}$	Coeficiente que tem em conta a sobre resistência devida ao endurecimento do aço;
$\delta$	Ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar;
$\delta'$	Quociente da altura útil da secção com a diferença entre a altura da secção e altura útil da secção;
$\varepsilon_c$	Extensão do betão;
$\varepsilon_{c1}$	Extensão do betão não confinado correspondente à tensão $f_{cm}$ ;
$\varepsilon_{cu1}$	Extensão do betão não confinado correspondente à tensão última;
$\varepsilon_{sh}$	Extensão de cedência do aço;
$\varepsilon_{su}$	Extensão última do aço;
$\varepsilon_{u,f}$	Extensão última limite do CFRP;

$\varepsilon_y$	Extensão de cedência do aço;
$\varphi_y$	Curvatura na cedência;
$\theta$	Inclinação da escora da PA;
$\theta$	Rotação total da corda;
$\theta$	Ângulo de inclinação das escoras;
$\theta_{cap,pl}$	Rotação correspondente ao momento máximo ( <i>capping rotation</i> );
$\theta_{pc}$	Rotação correspondente ao momento último ( <i>post capping rotation</i> );
$\theta_{um}$	Capacidade de rotação última;
$\theta_{um}^{pl}$	Capacidade de rotação última plástica;
$\theta_{um}^{varões\ lisos}$	Capacidade de rotação última considerando a utilização de varões lisos;
$\theta_y$	Capacidade de rotação na cadência;
$\lambda_{op}$	Fator de redução da resistência lateral da parede de alvenaria;
$v_d$	Esforço axial reduzido no pilar acima do nós;
$\rho$	Taxa de armadura longitudinal na zona tracionada;
$\rho'$	Taxa de armadura longitudinal na zona comprimida;
$\rho_v$	Taxa de armadura longitudinal da alma a meio da secção;
$\rho_d$	Percentagem de armaduras diagonais;
$\rho_{eff}$	Taxa volumétrica do CFRP;
$\rho_f$	Taxa volumétrica do CFRP;
$\rho_{sx}$	Taxa de armaduras transversais paralelas à direção x de carregamento;
$\rho_{tot}$	Taxa total das armaduras longitudinais;
$\rho_w$	Taxa das armaduras transversais;
$\rho_{sh}$	Taxa de armadura transversal;
$\tau_{cr}$	Tensão de corte de fendilhação da parede de alvenaria;
$\Gamma$	Coefficiente de transformação;
$v$	Esforço normal reduzido;
$v_1$	Coefficiente que considera a redução da resistência à compressão do betão devido à tração transversal;
$\Phi_i$	Deslocamento do nó de controlo do piso $i$ , normalizado, para a configuração deformada do primeiro modo de vibração correspondente à translação na direção considerada;
$\psi_{E,i}$	Coefficiente da combinação variável;
$\omega$	Taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida;
$\omega'$	Taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada;

# 1. Introdução

## 1.1 Enquadramento

Ao longo da história de Portugal, foram surgindo registos de ocorrência sísmica com efeitos devastadores. Contudo, os conhecimentos sísmicos atuais não permitem fazer previsões de eventos sísmicos a curto prazo. Por outro lado, tendo em consideração os eventos que ocorreram em Portugal no passado, é possível afirmar que, uma região que já experienciou fortes sismos anteriormente, terá sempre a probabilidade de uma nova ocorrência. Dos sismos que ocorreram em Portugal continental, destacam-se os sismos de 1755 e o mais recente de 1969 (GeCoRPA, 2001).

Ao longo dos últimos anos, tem-se vindo a comprovar que as perdas sociais e económicas decorrentes de sismos intensos são maioritariamente atribuídas aos estragos significativos em edificações e ao eventual colapso de construções. Por conseguinte, a resistência sísmica dos edifícios desempenha um papel fundamental na segurança da sociedade. Esta segurança só pode ser garantida se, para além de se conferir uma resistência sísmica apropriada às estruturas novas, também se proceder à redução da vulnerabilidade das estruturas existentes, em particular as mais antigas, que em alguns casos, podem vir mesmo a colapsar durante a ocorrência de um evento sísmico (LNEC, 2005).

Existe um grande número de edifícios de betão armado (BA) construídos nos anos de 1950 a 1990, cujo objetivo principal passa por responder ao grande crescimento populacional desta época. Porém, uma parte significativa destes edifícios foram concebidos sem uma consideração adequada à resistência sísmica devido à falta de regulamentação apropriada, pelo que é expectável que muitos destes edifícios apresentem um desempenho sísmico insatisfatório e, em muitos casos, não possuam a resistência mínima necessária (LNEC, 2005).

A primeira regulamentação sísmica em Portugal surge em 1958, com a implementação do Regulamento de Segurança das Construções contra Sismos (RSCCS, 1958). Neste documento é explicitamente exigido, em termos de legislação, a consideração da ação sísmica no dimensionamento das edificações. No entanto, essa primeira abordagem do cálculo sísmico dos edifícios baseou-se em métodos simplificativos de aplicação de cargas horizontais. Por conseguinte, os edifícios de betão armado contruídos até 1983 evidenciam ter uma resistência sísmica inferior a 50% ao que é atualmente exigido, uma vez que a influência do efeito da ductilidade em estruturas sujeitas à ação sísmica foi incorporada somente em 1983 no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP, 1983).

Das deficiências que levam a que os edifícios construídos até 1970 tenham um comportamento sísmico nefasto, destacam-se a insuficiência de armadura longitudinal e transversal, que consequentemente causa a baixa ductilidade, o que se considera consequência de um dimensionamento realizado apenas para cargas gravíticas. Salienta-se também a ausência de conservação adequada deste tipo de estruturas associada à não reparação de danos existentes.

A redução da vulnerabilidade sísmica pode ser resolvida através do reforço deste tipo de estruturas. De facto, na eventualidade do reforço ser realizado, podem notar-se desfechos muito diferentes no país durante e após ocorrência sísmica, e não os experienciados anteriormente em Portugal e, atualmente, em certos países da Europa, como por exemplo, a Turquia. Importa ainda notar que, em cada sismo ocorrido em Portugal, existiu sempre a necessidade de restabelecer os danos sofrido. No caso do sismo ocorrido em Lisboa no ano de 1755, a reconstrução de praticamente toda a cidade levou, inclusivamente, à designação de Portugal pré e pós sismo.

Com o intuito de se evitar que, após um sismo, se tenha de repetir o processo de reconstrução da cidade de Lisboa, Vale do Tejo e Algarve, é essencial que se faça uma avaliação sísmica deste tipo de edifícios para se entender quais são os problemas de colapso que surgirão na eventualidade da ocorrência sísmica.

Neste sentido, fez-se um levantamento e correlação dos dados existentes da caracterização do edificado de Lisboa para os edifícios porticados de betão armado contruídos antes de 1970. Com base nestes dados, foi selecionada uma estrutura considerada representativa deste tipo de edifícios, para que se consiga demonstrar quais os danos a que estarão associados à ação sísmica e como se deverá proceder em caso de reforço de estruturas porticadas de betão armado desta época.

No contexto regulamentar, surgem as análises sísmicas lineares e não lineares, sendo que as últimas que permitem uma avaliação rigorosa e completa do comportamento sísmico dos edifícios. Por esta razão, será este tipo de análises que se irá realizar para a avaliação sísmica do edifício definido, visto que a mesma pode ainda permitir uma redução nos custos de solução de reforço, comparativamente com as análises lineares.

Concluindo, é fundamental evidenciar a importância do reforço sísmico em Portugal. O país encontra-se situado numa região de média/elevada atividade sísmica, o que o torna especialmente vulnerável a eventos sísmicos de grande magnitude. O reforço sísmico consiste em adotar medidas de proteção e fortalecimento estrutural, visando minimizar os danos causados por terremotos. Num contexto em que a segurança do edificado e a preservação da vida humana são prioridades, o reforço sísmico desempenha um papel crucial na redução dos riscos sísmicos e na salvaguarda do património construído. Deste modo, face aos potenciais desastres sísmicos, investir nesta área é essencial para garantir a resiliência das estruturas, de forma promover a segurança dos cidadãos.

## 1.2 Objetivos propostos

O principal objetivo da presente dissertação consiste na **avaliação da segurança e reforço** de um edifício porticado de betão armado localizado em Lisboa, construído antes de 1970, e representativo do edificado das freguesias de Benfica e Alvalade, da cidade de Lisboa. Para tal é necessário seguir as etapas a seguir apresentadas:

- i) Caracterização do edifício representativo do edificado de Lisboa;
- ii) Avaliação das características dinâmicas e capacidade resistente do edifício de betão armado selecionado através de diferentes programas de cálculo (*OpenSees* e *SAP2000*) e abordagens de modelação;
- iii) Comparação das diferentes abordagens de modelação numérica e programas de cálculo;
- iv) Avaliação do desempenho sísmico do edifício de acordo com os procedimentos adotados no EC8-3;
- v) Proposta de uma solução de reforço que garanta a segurança sísmica do edifício modelado;
- vi) Verificação da segurança dos nós, também conforme indicado pelo EC8-3;

Nesta dissertação definiu-se ainda como objetivo a comparação das diferentes expressões de cálculo do esforço transversal resistente para ações sísmicas, apresentadas em normas sísmicas de seis países: Portugal, Grécia, Itália, Estados Unidos da América, Nova Zelândia e Turquia.

## 1.3 Organização do documento

O presente documento encontra-se estruturalmente dividido em sete capítulos, complementados com os anexos.

Numa primeira fase, no capítulo inicial, é feito um enquadramento do tema a estudar, são identificados os objetivos desta dissertação e é feita a apresentação da estrutura do documento.

O segundo capítulo divide-se em cinco subcapítulos. O primeiro corresponde à introdução da história sísmica e dos bairros em estudo. De seguida, encontram-se as deficiências estruturais comuns deste tipo de edifícios, seguida dos critérios de conformidade presentes no EC8-1 (NP EN1998-1, 2010) e EC8-3 (NP EN1998-3, 2017) para a avaliação das possíveis roturas do edifício. No final deste capítulo serão apresentados os tipos de modelos numéricos, bem como os métodos de análise e avaliação que serão utilizados, análise estática não linear e para o cálculo do deslocamento alvo, o método N2, e quais os programas utilizados para a resolução deste problema.

O capítulo três divide-se em quatro subcapítulos. Inicialmente, é apresentada uma introdução do que será estudado neste capítulo. De seguida, o segundo subcapítulo é referente à definição e descrição do edifício tipo, estabelecido por dados estatísticos apresentados em (Xavier et al., 2022). Por fim, apresentam-se as plantas estruturais do edifício e uma explicação da modelação a desenvolver.

O quarto capítulo encontra-se dividido em três subcapítulos. O primeiro corresponde a uma breve explicação do que será estudado no capítulo. O segundo é referente à calibração e comparação das diferentes modelações por

uma análise modal sem paredes e com piso vazado. De seguida, apresentam-se as curvas de capacidade de cada modelo, para cada direção ortogonal, finalizando-se com a comparação dos três modelos.

A avaliação sísmica e o reforço deste edifício desenvolvem-se no capítulo cinco, constituído por três subcapítulos. O primeiro corresponde a uma breve explicação do que será estudado no capítulo. Após realizada a análise estática não linear, utilizou-se o método N2 para o cálculo do deslocamento alvo. Para a avaliação de segurança, comparou-se este deslocamento com os deslocamentos referentes aos tipos de rotura deste sistema estrutural (dúctil e frágil). Posteriormente, seleccionou-se o tipo de reforço, que garantisse a segurança sísmica. Finalmente, apresenta-se a avaliação dos nós de ligação viga-pilar, onde se apresentam possíveis soluções teóricas de reforço.

O sexto capítulo é constituído por sete subcapítulos. O primeiro corresponde a uma breve explicação do que será estudado no capítulo. Os restantes subcapítulos, à exceção do último, são referentes ao esforço transversal resistente das normas sísmicas existentes em seis países. Por último, a comparação sistemática entre as diferentes normas é feita no final deste capítulo.

Finalmente, no último capítulo, apresentam-se as considerações finais, assim como possíveis desenvolvimentos futuros do trabalho realizado.

## 2. Introdução ao caso de estudo

### 2.1 Enquadramento histórico e apresentação dos bairros em estudo

Na realização de um estudo sísmico de uma determinada zona ou país, considera-se a história da atividade sísmica da área em observação. Em Portugal, os dados de referência com maior expressão são os disponibilizados pelos três maiores sismos registados até à data: em 1755, 1909 e 1969.

Para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de uma determinada zona, tem de se ter em conta a relação entre as características do edificado e os danos observados, já que estes danos derivam de vários fatores, nomeadamente do material utilizado, do dimensionamento efetuado, entre outros.

O risco sísmico de uma determinada área geográfica define-se como a relação entre a vulnerabilidade sísmica, a perigosidade do local e a exposição (Ferreira, 2012).

Relativamente a Lisboa, a perigosidade sísmica é resultante de Portugal continental se encontrar localizado perto da fronteira das placas euroasiática com a africana, conhecida como banco de Goringe, e da cidade estar próxima das falhas existentes no Vale do Tejo. Lisboa é uma zona de risco sísmico elevado, com elevada possibilidade de ocorrência de sismos de elevada magnitude, com edifícios vulneráveis e com exposição elevada. Neste contexto, a avaliação e o reforço do edificado existente em Lisboa é crucial. Segundo a regulamentação em vigor (NP EN1998-3, 2017), a ação sísmica a considerar nestes estudos, para edifícios correntes, deve corresponder a um período de retorno de 308 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos.

A pedido do jornal Expresso, foi realizada uma simulação pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para as três zonas do país com maior nível de risco sísmico: a cidade de Lisboa, a Área Metropolitana de Lisboa e concelhos adjacentes e o Algarve. Essas regiões abrangem um terço da população portuguesa e 40% da riqueza nacional. Das conclusões do estudo realizado, salienta-se que um sismo noturno de grau 8,7 a 9 na escala de Richter, semelhante à intensidade sísmica sentida no terramoto de 1755, provocaria só nestas regiões mais de 25 mil mortos, 14 mil feridos, o colapso de 25 mil edifícios de habitação, danos severos noutros 74 mil e perdas económicas equivalentes a 13% da riqueza nacional (PIB), (Azevedo, 2005). Este estudo foi baseado nos dados correspondentes aos Censos de 2001.

Atualmente, e tendo em conta que a legislação em vigor contempla regras de dimensionamento sísmico adequadas, os edifícios construídos já se encontram, na sua maioria, preparados para a possível ocorrência de um evento desta magnitude (desde que no projeto os regulamentos sejam cumpridos e que os edifícios sejam construídos como definidos no projeto). Assim sendo, a preocupação central deverá incidir sobre os edifícios mais antigos, visto que são estes os mais vulneráveis à ação sísmica. Neste âmbito, importa, ainda, notar que um dimensionamento de um edifício novo ou o reforço de um edifício já existente são dois casos de estudo muito diferentes.

De modo a proceder-se à avaliação do risco sísmico de uma determinada zona em Lisboa, torna-se essencial entender o crescimento e desenvolvimento dessa área da cidade. A título de exemplo, apresenta-se de seguida, o crescimento demográfico (número de habitantes por freguesia ou população residente) de duas freguesias de Lisboa.

Analisando a Tabela 1, constata-se que, entre as décadas de 1950 e 1980, houve um grande crescimento populacional na freguesia de Benfica, verificando-se que, de 1960 para 1970, a população quase duplicou. O aumento da população levou, conseqüentemente, a um crescimento na edificação. Devido às normas sísmicas pouco rigorosas existentes nesta época, sabe-se que estes edifícios não estão preparados para resistir a um sismo de elevada magnitude. De facto, no caso de uma ocorrência de tal evento, é possível afirmar que Portugal, provavelmente, sofrerá conseqüências devastadoras devido às construções concebidas durante a maior parte do século XX.

	Crescimento populacional (Benfica)			
Ano	1950	1960	1970	1981
Habitantes	17843	23161	40552	51586

*Tabela 1: Dados populacionais referentes à freguesia de Benfica, (Benfica, 2011)*

Na mesma época ocorreu, também, uma significativa expansão construtiva na região de Alvalade, com grandes projetos integrados no Plano de Urbanização da Zona Sul da Avenida Alferes Malheiro. Destes projetos, é possível destacar a Avenida de Roma, o Bairro das Estacas, o Bairro de São Miguel, as Torres da Avenida dos Estados Unidos da América e o Bairro de Alvalade, conseqüência do crescimento populacional desta época. Após alguma pesquisa, não foi possível encontrar dados concretos sobre a população existente nestas décadas, como apresentado para a freguesia de Benfica, mas foi possível concluir que existiu um grande crescimento populacional, (Alvalade, 2015).

Face ao exposto, importa notar que, como já foi referido anteriormente, apenas na segunda metade do século XX, em 1958, foi concebida a primeira norma portuguesa que tinha em conta a segurança sísmica (RSCCS - Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos), pelo que, toda a construção realizada até esta data, não teve em consideração da ação sísmica. Com este regulamento, as análises sísmicas foram realizadas com grande simplicidade, o que leva a que os edifícios construídos até 1983 (aparecimento do REPAB - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado), tenham algumas deficiências estruturais. Importa ainda referir que, apesar do ano desta norma ser de 1983, foi necessário um período após a entrada em vigor da mesma para ser completamente utilizável. No seguinte subcapítulo, encontrar-se-ão mais pormenorizados os problemas deste tipo de edificações.

O caso de estudo terá de ser representativo do edificado de Lisboa, mais especificamente das freguesias de Benfica e Alvalade, como disposto na Figura 1. Quer isto dizer que tanto as características dos elementos estruturais como os valores resistentes dos materiais se encontram dentro dos intervalos dos dados estatísticos recolhidos e relatados no artigo de (Xavier et al., 2022). À semelhança edifícios porticados de betão armado desta época [1950 a 1990], a estrutura apresenta as deficiências estruturais que estão enumeradas no subcapítulo 2.2. e a planta é a ilustrada no capítulo três. É também no capítulo 3 que serão apresentados os detalhes da modelação de todos aspetos relevantes associados a este tipo de edificado.

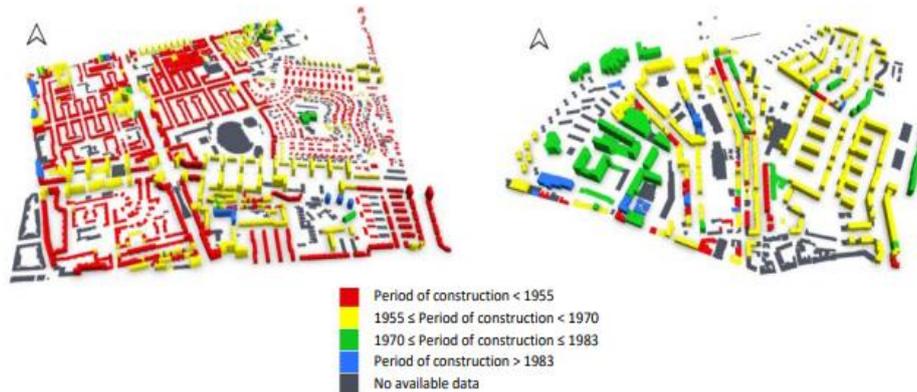


Figura 1: Caracterização do período de construção dos dois bairros em estudo, Alvalade (esquerda) e Benfica (direita), (Xavier et al., 2022)

Na presente dissertação, o edifício tipo vai ser submetido a uma análise estática não linear com os programas *OpenSees* (PEER, 2006) e *SAP2000* (CSI, 1976). Esta análise permite avaliar a capacidade do edifício e depois de identificada a ação sísmica a que o edifício será sujeito, identificar os principais problemas estruturais que estes edifícios poderão ter: problemas devido ao corte ou à flexão, assim como quais os elementos que ficam condicionados - se são os pilares, vigas e/ou paredes de alvenaria. Para esta análise, será apresentada um tipo de solução de reforço, a qual se espera, posteriormente, poder ser utilizada como base para um reforço sísmico deste tipo de edifícios.

## 2.2 Problemas dos edifícios existentes em Benfica e Alvalade

Dos estudos realizados sobre este tipo de edifícios de betão armado desta época, percebeu-se que as deficiências mais comuns são as que comprometem a resistência sísmica da estrutura, nomeadamente:

- Baixa ductilidade;
- Irregularidade em planta e altura;
- Falta de armadura tanto longitudinal como transversal, (dimensionamento e pormenorização do elemento);
- Problemas nas zonas de emenda de armaduras;
- Utilização de varões lisos;
- Apoios indiretos de vigas;
- Falta de elementos verticais na periferia;
- Interação da estrutura com paredes não-estruturais;
- Ausência de conservação adequada das estruturas, em particular associada à existência de danos anteriores não reparados;
- Baixas eficiências das características do betão e do aço.

Começando pela baixa ductilidade, um elemento de betão armado deve apresentar ductilidade, isto é, deve poder evidenciar deformações apreciáveis por cedência das armaduras, sem perda de capacidade resistente, antes da rotura (Camara et al., 2019). A ductilidade é garantida através da armadura longitudinal e transversal adequadas aos esforços. Adicionalmente, a armadura transversal deve permitir um confinamento apropriado à armadura longitudinal com uma pormenorização adequada. Nesta época, era comum a colocação de estribos com espaçamentos elevados, não permitindo ao conjunto de varões deformar sem perder resistência, assim como a utilização de diâmetros reduzidos e baixos comprimentos de amarração. Esta deficiência pode ser explicada pela época de construção, visto que o dimensionamento deste tipo de edifícios era feito, predominantemente, para as cargas gravíticas, não se dando muita relevância ao efeito de ductilidade e confinamento do betão.

No que diz respeito à irregularidade em planta e em altura, pode-se afirmar que a resposta deste tipo de edifícios pode ser consideravelmente comprometida pela sua configuração irregular. Estudos anteriores, (Repapis et al., 2006) e (Lima et al., 2021), demonstram que estruturas com regularidade em altura e em planta, exibem um comportamento sísmico mais eficiente do que estruturas com plantas complexas e assimétricas. No caso de estruturas sem simetria, existe uma diferença entre a localização do centro de massa e a localização do centro de rigidez em planta que leva à ocorrência de torção, a qual afeta com maior impacto, os elementos da periferia, (LNEC, 2005). Os valores de esforços devido à torção do edifício aumentam proporcionalmente com a distância entre o centro de massa e o centro de rigidez, podendo levar a colapsos locais de elementos.

A irregularidade em altura tende a ser um problema corrente neste tipo de edifícios. As principais deficiências que levam a que este critério seja insatisfeito são paredes de alvenaria a partir do primeiro piso e a interrupção de elementos verticais, não se podendo desprezar problemas menores como a altura superior do pé direito do

primeiro piso em relação aos restantes, o recuo da planta, entre outros. A diminuição de rigidez e resistência concentrada num piso conduz à existência de piso vazado, piso mais vulnerável e onde as deformações se concentram.

De facto, a presença de um piso vazado pode causar uma deformação excessiva no piso em questão, quando comparado com uma estrutura que não tem estas perdas de rigidez, Figura 2 direita. Devido à utilização do piso térreo, nesta época, para comércio, este tipo de piso tem um menor número de paredes de alvenaria, em relação aos restantes pisos. Se os elementos estruturais tiverem as mesmas propriedades da base ao topo do edifício, existe também a possibilidade, nas estruturas tipo pórtico, da formação de um piso vazado durante a ocorrência sísmica, devido à maior altura do primeiro piso comparativamente com os restantes. Por conseguinte, as paredes de alvenaria desse piso, com as mesmas propriedades da base ao topo do edifício, têm maior esbelteza e chegam primeiro à rotura que as restantes.

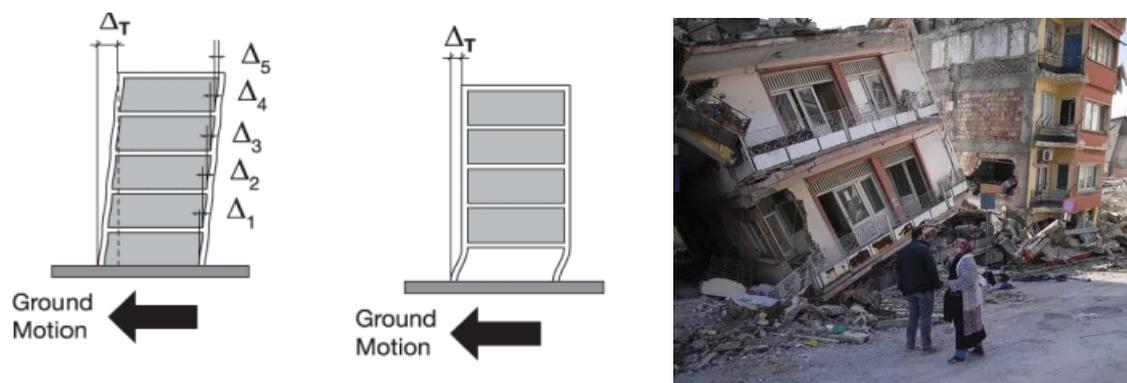


Figura 2: Diferença entre deformação com e sem piso vazado, aquando da ação sísmica (esquerda); Colapso de edifícios com piso vazado no rés-do-chão, sismo da Turquia de 6 de fevereiro de 2023<sup>1</sup> (direita)

Em sismos anteriores (por exemplo, Figura 2 esquerda), tem-se observado que a concentração de deformações, na forma de grandes deslocamentos entre o R/C e o 1º andar, leva ao colapso dos pilares do piso térreo, seguida do colapso global, (CML, 2017).

A ausência de varões de armadura longitudinal, assim como as dispensas e emendas insuficientes ou inadequadas, possibilitam a formação de rótulas plásticas nos pilares e vigas. Caso estas se formem primariamente nos pilares, em particular na base e topo de cada elemento, estes edifícios podem colapsar.

Para se maximizar a capacidade de dissipação de energia, é necessário que se forme o maior número possível de rótulas plásticas, mas sem transformar a estrutura num mecanismo, tirando assim partido do elevado grau de redundância que os pórticos em geral apresentam. Como se pode observar na Figura 3, são necessárias quatro e dezasseis rótulas plásticas até este pórtico se tornar num mecanismo, quando se tem as rótulas plásticas nos pilares e nas vigas, respetivamente (Lopes & Bento, 1999). Ou seja, de modo a garantir maior segurança num edifício, é necessário que a resistência de um pilar seja muito superior à das vigas, para que as rótulas apareçam

<sup>1</sup> <https://www.breakingnews.ie/world/new-earthquake-hits-turkish-province-devastated-by-earlier-tremor-1435832.html>

nas vigas e para que não exista colapso global prematuro do edifício. É também preferível o tipo de rotura dúctil, visto que permite a redistribuição de esforços pelos restantes elementos.

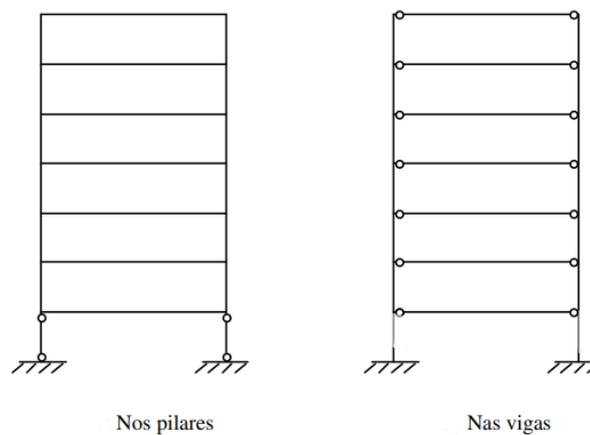


Figura 3: Mecanismo numa estrutura com rótulas plásticas nos pilares (esquerda) ou nas vigas (direita)

A armadura transversal tem duas funções importantes para garantir a segurança sísmica de um edifício: garantir o confinamento do betão e resistir aos esforços de corte (rotura frágil). A armadura transversal dimensionada neste tipo de edifícios é insuficiente, levando à possibilidade do colapso por esforço transversal (por corte). O espaçamento insuficiente leva a que o confinamento seja baixo para resistir à expansão do betão e à encurvadura dos varões longitudinais, levando à abertura de fendas e ao possível colapso do pilar.

A presença de varões lisos leva a uma menor eficiência comparando com o varão rugoso utilizado atualmente. A falta de rugosidade do varão liso, reduz aderência do aço ao betão devido à falta de atrito.

O apoio indireto de vigas leva a um aumento de esforços na viga de suporte, podendo levar ao colapso apenas pela descarga de uma sobre a outra.

A falta de elementos verticais na periferia é importante em termos de controlo de torção do edifício, ou seja, para tentar minimizar a rotação do edifício e, conseqüentemente, a solicitação dos elementos estruturais verticais mais afastados do centro de rigidez dos pisos. Para um bom funcionamento deste critério, é essencial que o edifício seja o mais simétrico possível e que não existam elementos estruturais excêntricos. No caso do edifício não ser simétrico, a melhor solução é garantir que o centro de rigidez e o centro de massa do piso coincidam. É, ainda, relevante mencionar que a rotação/torção existirá sempre, apesar de poder ser um valor quase insignificante. Assim, numa análise sísmica, considera-se um valor de excentricidade acidental devido a alguns fatores “acidentais”, que tanto podem ser de utilização, como de erros de construção.

A interação da estrutura com paredes não-estruturais pode induzir a concentrações de tensões não previstas (Furtado, 2013), devido à rigidez que estes elementos podem ter. Em vários estudos realizados, foi possível perceber que as paredes de alvenaria aumentam muito a rigidez de um edifício, aumentando, assim, a frequência e diminuindo o seu período, o que leva a que estas paredes, apesar de não estruturais, possam alterar o desempenho sísmico do edifício e provocar esforços não previstos nos elementos onde existe interação. No capítulo 4, serão apresentados os resultados de análises modais realizadas a dois modelos numéricos, com e sem

paredes de alvenaria, de modo a confirmar fenómeno e a melhor compreender o aumento de rigidez do edifício que as paredes não estruturais conduzem.

A ausência da reabilitação estrutural associada à existência de danos não reparados, pode levar a uma menor eficiência dos materiais utilizados e, conseqüentemente, a zonas de fraqueza estrutural. Não havendo causas exteriores, os materiais utilizados nos edifícios antigos não perdem muita eficiência apenas com o passar dos anos, mas importa sempre ter em atenção esta possibilidade.

No mesmo sentido, para contribuir para as deficiências estruturais destes edifícios, o betão e o aço utilizado, nessa altura, não eram tão eficientes como os atuais, em termos de valores de extensão e tensão.

Numa avaliação sísmica, é fundamental conhecer as propriedades mecânicas dos materiais utilizados, assim como a sua capacidade de deformação; *i.e.* é muito importante ter o máximo conhecimento possível em relação aos materiais utilizados assim como dos detalhes construtivos dos elementos estruturais. Numa avaliação sísmica existem três níveis de conhecimento que dependem das inspeções realizadas ao edifício, correspondendo a limitado (KL1), normal (KL2) e integral (KL3). Estes três grau de conhecimento variam com a informação recolhida, podendo até impedir alguns métodos de análise, (Romão, 2022). Dependendo do nível de conhecimento, deve-se dividir as propriedades médias dos materiais por um coeficiente de valor de 1,35, 1,20 e 1, respetivamente, do grau um para o três.

## 2.3 Critérios conformidade

Os critérios para uma boa avaliação de reforço sísmica estão definidos na Parte 1 e Parte 3 do EC8 (NP EN1998-1, 2010; NP EN1998-3, 2017), dos quais se destacam três: os critérios de verificação e pormenorização, a definição da ação sísmica e o método de análise assim como o reforço, se necessário.

Existem cinco tipos de análise sísmica indicados no EC8 (NP EN1998-1, 2010): i) a análise estática linear (método de análise por forças laterais); ii) a análise dinâmica linear (análise modal por espectro de resposta); iii) a abordagem por coeficiente de comportamento; iv) a análise estática não-linear (análise *pushover*) e v) a análise dinâmica não-linear (análise temporal não-linear). Estas cinco análises mencionadas, respetivamente, vão aumentando a sua complexidade de modelação, obtendo-se, deste modo, uma clara melhoria do rigor nos resultados. Nesta dissertação, realizar-se-á uma análise *pushover*, que, apesar de não ser a análise não-linear que mais se aproxima da realidade, é a mais utilizada devido ao reduzido tempo de computação comparativamente com a análise dinâmica não-linear.

Também se encontra presente na Parte 1 do EC8 (NP EN1998-1, 2010) a definição do espectro de resposta elástico para os dois tipos de sismo existentes em Portugal (Tipo 1 e Tipo 2), na qual se deverá utilizar o mais condicionante para o edifício em estudo.

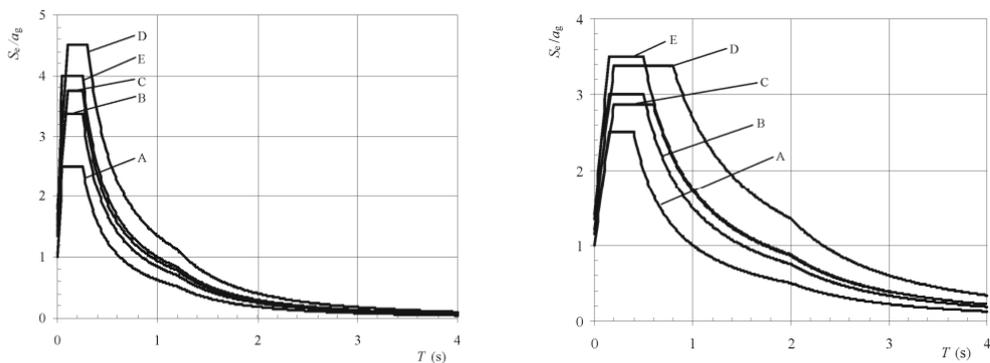


Figura 4: Espectro de resposta elástico tipo 1 (esquerda) e tipo 2 (direita) para terrenos dos tipos A ao E.

É essencial definir o estado limite para a avaliação sísmica em concordância com a Parte 3 do EC8, (NP EN1998-3, 2017). Presente na mesma, estão os três estados limites onde se pode inserir um edificado - o Estado Limite de Colapso Iminente – NC (*Near Collapse*), o Estado Limite de Danos Severos – SD (*Significant Damage*) e o Estado Limite de Limitação de Danos – DL (*Damage Limitation*) -, que variam com as diferentes classes de importância. Em estruturas com Classe de Importância superior a II, será conveniente fazer a análise para os três diferentes Estados de Limite existentes (Romão, 2022; NP EN1998-3, 2017).

Se estivermos perante um edifício habitacional (classe de importância II), o Estado Limite de Danos Severos é o recomendado. Para este estado limite, será necessário verificar dois tipos de mecanismo: os frágeis e os dúcteis. Estes dois critérios devem assegurar que os elementos estruturais tenham capacidade resistente superior ao corte exigido, assim como capacidade de deformação à flexão, aquando ocorrer o sismo. Para isso devem verificar as seguintes equações, (1) e (2), respetivamente esforço transversal atuante ( $V_{Ed}$ ) inferior ao resistente ( $V_{Rd}$ ) e rotação ( $\theta$ ) inferior a três quartos da rotação última ( $\theta_{um}$ ).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (1)$$

$$\theta \leq 0,75 * \theta_{um} \quad (2)$$

Nos seguintes pontos serão aprofundados, com maior pormenor, estes dois mecanismos de rotura, assim como será a verificação da ligação dos nós viga-pilar.

### 2.3.1 Mecanismos de colapsos frágeis

De modo a verificar a segurança dos elementos que possam ter mecanismos de colapso frágeis, é necessário fazer a análise segundo o EC2 – Parte 1 (EN1992-1, 2010) e o EC8 - Parte 3. O valor a utilizar como esforço transversal resistente deverá ser o mínimo dos dois valores calculados, segundo a equação (3).

$$V_R = \min ( \min(V_{R,EC2}); V_{R,EC8-3} ) \quad (3)$$

Sendo o esforço transversal resistente segundo o EC2 ( $V_{R,EC2}$ ), as fórmulas a considerar para a verificação do mecanismo de colapso frágil devem-se à existência de armaduras transversais inclinadas, devendo-se seguir então as equações (4) e (6), sendo que o valor a considerar será o menor deles.

$$V_{R,c} = \alpha_{cw} * v_1 * f_c * b_w * z * \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (4)$$

- $\alpha_{cw}$  – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido - igual a 1, para estruturas não pré-esforçadas;
- $v_1$  – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, correspondendo a 0,6 quando  $f_{ck} < 60 \text{ MPa}$  e pode ser calculado a partir da seguinte expressão, para valores de  $f_{ck} \geq 60 \text{ MPa}$  :

$$v_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 \quad (5)$$

- $f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, MPa;
- $f_c$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa;
- $b_w$  – Menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido, metros;
- $z$  – Braço do binário das forças interiores, metros;
- $\theta$  – Ângulo formado pela escora comprimida do betão com o eixo do elemento;
- $\alpha$  – Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo do elemento;

$$V_{R,sw} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yw} * (\cot \theta + \cot \alpha) * \sin \alpha \quad (6)$$

Onde:

- $\rho_w$  – Taxa geométrica de armadura transversal;

- $f_{yw}$  – Valor médio da tensão de cedência dos estribos dividido pelo coeficiente de segurança e pelo coeficiente parcial do material, MPa.

Como se demonstrou anteriormente, de modo a verificar a rotura ao corte, o esforço transversal atuante terá de ser inferior ao esforço transversal resistente, que quando controlada pelos estribos, é definido de acordo a equação (8), estipulada na Parte 3 do EC8. A resistência ao esforço transversal cíclico ( $V_R$ ), diminui em função da parte plástica da exigência de ductilidade, expressa em termos do coeficiente de ductilidade do deslocamento transversal na extremidade do vão de corte ou da rotação da corda na extremidade do elemento  $u_{\Delta}^{pl}$  (1). Para este efeito,  $u_{\Delta}^{pl}$  poderá ser calculado como relação entre a parte plástica da rotação da corda,  $\Theta$ , e a rotação da corda na cedência,  $\theta_y$ , calculada de acordo com A.3.3.1, presente na Parte 3 do EC8 (NP EN1998-3, 2017), equação (7).

$$u_{\Delta}^{pl} = u_{\Delta} - 1 \quad (7)$$

$$V_R = \frac{1}{Y_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; u_{\Delta}^{pl})\right) * \right. \\ \left. * \left[ 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c A_c} + V_w \right] \right] \quad (8)$$

Onde as variáveis correspondem:

- $Y_{el}$  – Igual a 1,15 para os elementos sísmicos primários e a 1,0 para os elementos sísmicos secundários;
- $h$  – Altura da secção transversal, metros;
- $x$  – Altura da zona comprimida, metros;
- $N$  – Esforço axial de compressão (Tração corresponde a um valor igual a 0), MN;
- $L_v$  – Relação entre momento/esforço transversal na secção de extremidade, 1/m;
- $A_c$  – Área de secção transversal,  $m^2$ ;
- $f_c$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa;
- $\rho_{tot}$  – Taxa total das armaduras longitudinais;
- $V_w$  – Contribuição das armaduras transversais, MN;

O cálculo da contribuição das armaduras transversais,  $V_w$ , necessário para o cálculo do esforço transversal resistente ( $V_{Rd}$ ), é dado pela equação (9).

$$V_w = \rho_w * b_w * z * f_{yw} \quad (9)$$

Sendo que:

- $\rho_w$  – Percentagem das armaduras transversais, numa direção;
- $b_w$  – Largura da secção transversal, metros;
- $z$  – Braço do binário das forças interiores, metros;
- $f_{yw}$  – Valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa.

Para os pilares com a razão do vão de corte menor que dois,  $(\frac{L_v}{h}) \leq 2$ , a resistência ao esforço transversal  $V_{Rd}$  não deverá ser superior ao valor de rotura por esmagamento ao longo da diagonal do pilar após a cedência por flexão,  $V_{Rd,máx}$ , que sob um carregamento cíclico, como é o caso da ação sísmica, é calculada a partir da equação (10), disposta no Anexo A na Parte 3 do EC8 (NP EN1998-3, 2017).

Visto que uma das deficiências do sistema estrutural desta época é a grande esbelteza dos elementos verticais, esta equação não será condicionante na verificação do esforço transversal deste tipo de edifícios.

$$V_{Rd,máx} = \frac{4}{7} * \frac{(1 - 0,02 * \text{mín}(5; u_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} * \left(1 + 1,35 * \frac{N}{A_c f_c}\right) * (1 + 0,45(100\rho_{tot}))\sqrt{\text{mín}(40; f_c)} * b * z * 2\sin(2\delta) \quad (10)$$

Em que as variáveis correspondem:

- $\gamma_{el}$  – Coeficiente igual a 1,15;
- $u_{\Delta}^{pl}$  – Fator de ductilidade em rotação;
- $\delta$  – Ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar;
- $N$  – Esforço axial de compressão, MN;
- $A_c$  – Área da secção,  $m^2$ ;
- $f_c$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa;
- $\rho_{tot}$  – Taxa total das armaduras longitudinais;
- $b$  – Largura da secção, metros;
- $z$  – Braço do binário das forças internas, metros.

Com o resultado da aplicação das equações acima apresentadas, é possível verificar a capacidade dos elementos estruturais frágeis, referindo que, caso exista rotura num elemento, é preferível que seja dúctil, visto que permite a redistribuição de esforços pelos restantes elementos. Todas as fórmulas apresentadas acima foram retiradas do Eurocódigos 2 e 8. Conforme é mencionado no EC8-3, todos os valores a utilizar para as variáveis deverão ser os médios, divididos pelo coeficiente que depende do nível de conhecimento (CF), correspondendo ao valor 1,2 neste estudo, e pelo coeficiente parcial do material adotado,  $\gamma_M$ , (1,2 para o betão e 1 para o aço).

### 2.3.2 Mecanismos de colapsos dúcteis

Para elementos de carregamento cíclico, o valor resistente da rotação última pode ser calculado a partir da equação (11), proposta na Parte 3 do EC8 (NP EN1998-3, 2017). Como referido anteriormente, este valor deve ser reduzido em 25% do valor de cálculo, no caso da verificação do Estado Limite de danos Severos (SD). A rotação da corda corresponde ao ângulo entre a tangente ao eixo do elemento na extremidade onde ocorre a cedência e a corda que une as extremidades.

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 * 0,03^v \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \min \left( 9; \frac{Lv}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad (11)$$

Em que as variáveis correspondem a:

- $\gamma_{el}$  – Igual a 1,5 para os elementos sísmicos primários e a 1,0 para os elementos sísmicos secundários;
- $v$  – Esforço normal reduzido;
- $h$  – Altura da secção transversal, metros;
- $L_v$  – Relação entre momento/esforço transversal na secção de extremidade. 1/metro;
- $\omega', \omega$  – Taxa mecânica das armaduras longitudinais tracionadas (incluindo as armaduras da alma) e comprimidas, respetivamente;
- $f_{yw}$  – Valor médio da tensão de cedência dos estribos dividido pelo CF, MPa;
- $f_c$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dividido pelo CF, MPa;
- $\rho_{sx}$  – Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção x de carregamento;
- $\rho_d$  – Percentagem de armaduras diagonais, em cada direção diagonal;
- $\alpha$  – Coeficiente de eficácia de confinamento, o cálculo pode ser feito de acordo com a equação (12):

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{2b_0} \right) \quad (12)$$

- $b_0, h_0$  – Dimensão do núcleo confinado medido nos eixos das cintas, metros;
- $b_i$  – Espaçamento entre eixos de varões longitudinais travados lateralmente pelo canto de um estribo ou por um gancho ao longo do perímetro da secção transversal;
- $s_h$  – Espaçamento da armadura transversal, metros.

De modo a considerar a existência de varões lisos, deverá ser reduzido o valor da capacidade de rotação última da corda em 20%, de acordo com a equação (13). Este tipo de varões oferece uma menor capacidade de dissipação de energia nos elementos estruturais, em comparação com os varões rugosos, devido à falta de aderência que os varões lisos concedem.

$$\theta_{um}^{varões\ lisos} = \theta_{um} * 0,8 \quad (13)$$

Para elementos estruturais de betão armado, solicitados por um carregamento cíclico, a parte plástica da capacidade de rotação da corda dos elementos estruturais,  $\theta_{um}^{pl}$ , pode ser calculada a partir da equação (14), como indicado no Anexo A.3.2.2 (2) na Parte 3 do EC8. As variáveis são iguais às do cálculo da capacidade de

rotação última, exceto o valor da constante elástica ( $\gamma_{el}$ ) que toma os valores de 1,8 para os elementos sísmicos primários e 1 para os secundários.

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{0,0145}{\gamma_{el}} * 0,25^v \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} f_c^{0,2} \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (14)$$

- $\gamma_{el}$  – Igual a 1,8 para os elementos sísmicos primários e igual a 1,0;
- $v$  – Esforço axial reduzido;
- $\omega'$  – Taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida;
- $\omega$  – Taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada;
- $f_c$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dividido pelo CF, MPa;
- $h$  – Altura da secção horizontal, metros;
- $\alpha$  – Coeficiente de eficácia de confinamento;
- $\rho_{sx}$  – Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção x de carregamento;
- $f_{yw}$  – Valor médio da tensão de cedência dos estribos à tração dividido pelo CF, MPa;
- $\rho_d$  – Percentagem de armaduras diagonais, em cada direção diagonal.

Com o valor de capacidade de rotação última e o valor de capacidade de rotação última plástica, é possível calcular a rotação da corda na cedência,  $\theta_y$ , a partir da equação (15):

$$\theta_y = \theta_{um} - \theta_{um}^{pl} \quad (15)$$

Com estes valores da rotação da corda calculados, é possível verificar a segurança em elementos estruturais dúcteis. É de esperar que, neste tipo de edifícios, os mecanismos de rotura mais comuns sejam os frágeis, visto que os maiores problemas estruturais deste tipo de estruturas, são a excessiva distância de espaçamento e a insuficiência de armadura dimensionada para cada elemento.

### 2.3.3 Verificação dos Nós Viga-Pilar

Após o reforço da estrutura, será feita uma análise dos nós viga-pilar, visto que, após reforço, esta ligação pode ser condicionante no que visa a segurança do edifício.

De modo a considerar o esforço atuante, assim como o esforço resistente para a verificação deste critério, a Parte 1 do EC8, (NP EN1998-1, 2010), estabelece as fórmulas necessárias para esta avaliação. É importante ainda referir que existe a separação do cálculo dos esforços atuantes entre nó interior e exterior (Figura 5).

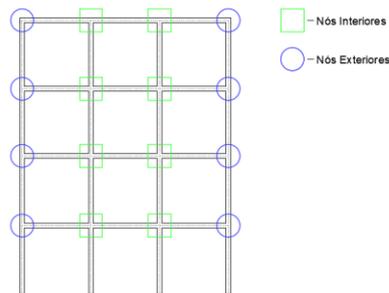


Figura 5: Representação dos nós interiores e exteriores

Os esforços transversos horizontais atuantes no núcleo de um nó entre vigas e pilares sísmicos primários devem ser determinados considerando as condições mais desfavoráveis devidas às ações sísmicas, isto é, as condições de cálculo pela capacidade real para as vigas ligadas ao nó e os mais baixos valores compatíveis dos esforços transversos nos outros elementos que concorrem no nó, (NP EN1998-1, 2010). Para o cálculo dos esforços atuantes, poderá seguir-se as equações (16) e (17), para nós interiores e exteriores, respetivamente.

$$V_{jnd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_y - V_C \quad (16)$$

$$V_{jnd} = \gamma_{Rd} * A_{s1} * f_y - V_C \quad (17)$$

Em que as variáveis correspondem:

- $A_{s1}$  – Área da secção das armaduras superiores da viga,  $m^2$ ;
- $A_{s2}$  – Área da secção das armaduras inferiores da viga,  $m^2$ ;
- $V_C$  – Esforço transverso no pilar na secção situada acima do nó, obtido na análise para a situação de projeto sísmica, MN;
- $\gamma_{Rd}$  – Coeficiente que tem em conta a sobre resistência devida ao endurecimento do aço e que deverá ser igual a 1;
- $f_{yd}$  – Valor médio da tensão de cedência do aço à tração, dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, Mpa.

Após cálculo do esforço transversal atuante ( $V_{jnd}$ ), é necessário calcular o resistente e garantir que este é superior ao atuante, visto que a segurança apenas é verificada quando o esforço resistente for superior ao atuante, como se pode observar na equação (18).

$$V_{jhd} \leq V_R \quad (18)$$

De modo a considerar o cálculo da resistência da secção, teremos uma parte proveniente do betão, e outras das armaduras transversais. Assim, na Parte 1 do EC8 (NP EN1998-1, 2010), é possível de encontrar duas equações diferentes para cada caso. Neste caso, o valor de esforço transversal resistente a utilizar será o menor dos dois valores, como se pode observar na equação (19).

$$V_R = \min(V_{jh,i}; V_{jh,ii}) \quad (19)$$

Onde,  $V_{jh,i}$  e  $V_{jh,ii}$ , correspondem respetivamente ao esmagamento da escora diagonal do betão e à rotura da armadura transversal. As equações (20) e (23), permitem então o cálculo do esforço transversal resistente.

$$V_{jh,i} = c_j v_1 f_c * \sqrt{1 - \frac{v_d}{v_1}} * b_j h_{jc} \quad (20)$$

Em que as variáveis correspondem:

- $c_j$  – Coeficiente com o valor 1 em nós viga-pilar interiores e 0,8 em nós viga-pilar exteriores;
- $v_d$  – Esforço axial reduzido no pilar acima do nós;
- $h_{jc}$  – Distância entre as camadas extremas de armadura longitudinal do pilar, metros;
- $b_j$  – Largura efetiva do nó, pode ser calculado a partir da seguinte equação (21):

$$b_j = \begin{cases} \min(b_c; b_b + \frac{h_c}{2}), & \text{se } b_c > b_b \\ \min(b_b; b_c + \frac{h_b}{2}), & \text{se } b_c \leq b_b \end{cases} \quad (21)$$

- $b_b$  – Largura da secção transversal da viga normal ao plano de flexão, metros;
- $b_c$  – Largura da secção transversal do pilar normal ao plano de flexão, metros;
- $v_1$  – Coeficiente que considera a redução da resistência à compressão do betão devido à tração transversal, que pode ser calculado a partir da equação (22), onde  $f_c$  terá o valor médio da resistência do betão utilizado:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250 \text{ [MPa]}}\right) \quad (22)$$

A seguinte expressão corresponde ao cálculo do esforço transversal atuante, considerando a armadura utilizada.

$$V_{jh,ii} = b_j h_{jc} \sqrt{\left(\frac{A_{sh} f_{yw}}{b_j h_{jb}} + f_{ct}\right) \cdot (f_{ct} + v_d f_c)} \quad (23)$$

Onde:

- $b_j$  – Largura efetiva do nó, a partir da equação (21), metros;
- $h_{jc}$  – Distância entre as camadas extremas de armadura longitudinal do pilar, metros;

- $A_{sh}$  – Área total das cintas horizontais,  $m^2$ ;
- $f_{yw}$  – Valor médio da tensão de cedência da armadura transversal dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial, MPa;
- $f_{ct}$  – Valor médio da resistência do betão à tração dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa;
- $f_c$  – Valor médio da resistência do betão à compressão dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa;
- $v_d$  – Esforço axial reduzido na zona do pilar acima do nó;
- $h_{jb}$  – Distância entre as armaduras superiores e inferiores da viga, metros;
- $f_y$  – Valor médio da tensão de cedência do aço dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa;
- $A_{s1}$  – Área da secção das armaduras superiores da viga,  $m^2$ ;
- $A_{s2}$  – Área da secção das armaduras inferiores da viga,  $m^2$ ;
- $\gamma_M$  – Coeficiente parcial dos materiais.

É necessário também que sejam verificados os dois seguintes critérios, para nós interiores e exteriores.

Nós interiores:

$$A_{sh}f_{yw} \geq \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_y(1 - 0,8v_d) \quad (24)$$

Nós exteriores:

$$A_{sh}f_{yw} \geq \gamma_{Rd}A_{s2}f_y(1 - 0,8v_d) \quad (25)$$

Onde:

- $A_{sh}$  – Área total das cintas horizontais,  $m^2$ ;
- $f_{yw}$  – Valor médio da tensão de cedência da armadura transversal dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa;
- $\gamma_{Rd}$  – Coeficiente que tem em conta a sobre resistência devida ao endurecimento do aço e que deverá ser igual a 1,2;
- $A_{s1}$  – Área da secção das armaduras superiores da viga,  $m^2$ ;
- $A_{s2}$  – Área da secção das armaduras inferiores da viga,  $m^2$ ;
- $f_y$  – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço, dividido pelo CF e pelo coeficiente parcial do material, MPa;
- $v_d$  – Esforço normal reduzido.

O valor resistente a utilizar dos materiais, deve ser o valor médio, dividido pelo coeficiente de confiança (CF) e pelo coeficiente parcial dos materiais ( $\gamma_M$ ).

## 2.4 Análise estática não linear (*pushover*) e modelação numérica

A análise *pushover* permite uma determinação adequada da capacidade resistente de uma estrutura, assim como do seu modo de plastificação. Nesta análise, dever-se-á utilizar os valores médios das propriedades dos materiais. O modelo estrutural deverá representar a distribuição de massa e rigidez de construção. Em edifícios de betão armado, o valor de rigidez considerado vai mudando consoante o estado da análise, variando o valor do módulo de elasticidade após a fendilhação do edifício (Romão, 2022).

Esta análise *pushover* consiste na aplicação um carregamento monotónico lateral, cujo modelo de aplicação pode ser uniforme ou modal, conforme indicado na Figura 6. As cargas verticais são constantes e resultam da combinação das cargas permanentes com 30% dos valores da sobrecarga.

Para edifícios irregulares, a análise *pushover* deve ser realizada com modelos tridimensionais (3D), enquanto para edifícios regulares basta a modelação no plano (2D). Os efeitos acidentais de torção devem ser considerados como numa análise linear, e a análise *pushover* deve ser realizada tanto no sentido positivo, como no negativo, nas duas direcções horizontais principais (NP EN1998-1, 2010).



Figura 6: Padrões de carga

Existem dois tipos de possibilidade de modelação numérica para atender ao comportamento não linear dos elementos estruturais: a Plasticidade Concentrada (modelação de duas rótulas plásticas nas zonas extremas do pilar/viga nos extremos do elemento, onde é esperado o desenvolvimento do comportamento não linear dos elementos) e a Plasticidade Distribuída (secções de malhas de elementos finitos que se distribuem ao longo do elemento). Neste trabalho, será aplicado um modelo de Plasticidade Concentrada. Para além disso, será feita, também, a comparação entre os dois modelos mencionados, de modo a encontrar as diferenças “de resposta” de cada um deles. Os dois modelos serão explicados com maior pormenor de seguida. Na Figura 7, é possível observar as diferentes hipóteses de modelação de um elemento.

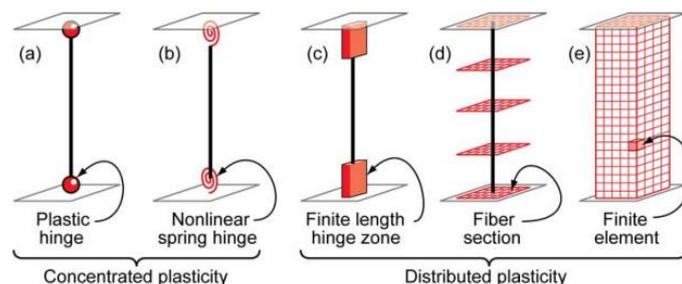


Figura 7: Modelos de elementos viga-coluna [Plasticidade concentrada a) e b) e Plasticidade Distribuída c), d) e e)],

(Deierlein et al., 2010)

### 2.4.1 Plasticidade Concentrada

Num modelo de plasticidade concentrada, as rótulas plásticas representam a não linearidade dos materiais, através da lei global da secção. A lei deverá ser calibrada em função dos diferentes comportamentos dos materiais constituintes de cada secção (Fardis & Panagiotakos, 2001).

O modelo numérico utilizado na presente dissertação, de modo a representar a plasticidade concentrada, é baseado nos trabalhos de “Haselton” (Haselton et al., 2016) e “Fardis e Panagiotakos” (Fardis & Panagiotakos, 2001). Este modelo histerético envolve uma curva trilinear, caracterizada por três pontos, correspondendo ao momento de cedência e respetiva rotação de cedência, ao momento máximo e rotação nesse ponto e ao momento último e rotação pós-rotura. É necessário perceber se a cedência da secção é controlada pelo aço ou pelo betão, pois existem diferentes fórmulas para o cálculo da curvatura de cedência, onde o valor utilizado será o condicionante.

O primeiro ponto da curva trilinear representa a cedência do elemento. As fórmulas para o cálculo da rotação e do momento correspondem às equações (26) e (27), respetivamente.

$$\theta_y = \varphi_y * \frac{L_s}{3} + 0,0025 + \alpha_{sl} \frac{0,25 * \varepsilon_y * d_b * f_y}{(d - d')\sqrt{f'_c}} \quad (26)$$

Em que as variáveis correspondem:

- $\theta_y$  – Valor de rotação do elemento na cedência;
- $\varphi_y$  – Curvatura na cedência, (1/m);
- $L_s$  – Relação momento/esforço transverso na secção de extremidade, mm;
- $\alpha_{sl}$  – Coeficiente que difere se a rotação no topo do elemento é possível ou não, correspondendo a 1 ou 0, respetivamente;
- $\varepsilon_y$  – Tensão de cedência do aço, que pode ser calculada a partir do quociente da força de cedência com o módulo de elasticidade, do aço;
- $d_b$  – Diâmetro médio da armadura longitudinal de compressão, mm;
- $f_y$  – Força de cedência do aço, MPa;
- $d$  – Altura da secção, mm;
- $d'$  – Altura útil da secção, mm;
- $f'_c$  – Força de compressão média de um betão não confinado, MPa.

$$M_y = bd^3\varphi_y\{E_c\frac{k_y^2}{2}\left(0,5(1 + \delta') - \frac{k_y}{3}\right) + \frac{E_s}{2}[(1 - k_y)\rho + (k_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta')](1 - \delta')\} \quad (27)$$

Sendo que:

- $b$  – Largura da secção, mm;
- $d$  – Altura da secção, mm;
- $\varphi_y$  – Curvatura na cedência, (1/m);
- $E_c$  – Módulo de elasticidade do betão, MPa;

- $\delta'$  – Quociente da altura da secção com a altura da secção;
- $k_y$  – Normalização da zona de compressão/comprimida na/da secção de cedência;
- $E_s$  – Módulo de elasticidade do aço, MPa;
- $\rho$  – Taxa de armadura longitudinal na zona tracionada;
- $\rho'$  – Taxa de armadura longitudinal na zona comprimida;
- $\rho_v$  – Taxa de armadura longitudinal da alma a meio da secção.

Como explicado anteriormente, é necessário entender qual o material que irá ceder primeiro, se o aço ou o betão. Para a modelação em *OpenSees* é necessário calcular os dois casos e ver qual o condicionante. Nas equações seguintes encontram-se as fórmulas para cada caso. O valor esforço axial utilizado nestas expressões calculado apenas para as cargas gravíticas e não com o esforço axial real de cada elemento durante ocorrência sísmica.

A cedência pelo betão, pode ser calculada pelas seguintes expressões, (28) à (31):

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{k_y d} = \frac{1,8f'_c}{E_c k_y d} \quad (28)$$

$$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{1/2} - nA \quad (29)$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8nbd f'_c} \quad (30)$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') \quad (31)$$

A cedência pelo aço pode ser calculada de acordo com as expressões (32) à (34):

$$\varphi_y = \frac{f_y}{E_s(1 - k_y)d} \quad (32)$$

A altura da zona de compressão na cedência normalizada em  $d$ ,  $k_y$ , pode ser calculada a partir da equação (29).

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bd f_y} \quad (33)$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bd f_y} \quad (34)$$

Sendo que:

- $A, B$  – Variáveis para o cálculo da linha neutra;
- $k_y$  – Altura da zona de compressão na cedência (normalizada em  $d$ );
- $\varphi_y$  – Curvatura de cedência;
- $\rho$  – Taxa de armadura longitudinal na zona comprimida;
- $\rho'$  – Taxa de armadura longitudinal na zona tracionada;
- $\rho_v$  – Taxa de armadura longitudinal a meio da secção;

- $b$  – Largura da secção, milímetros;
- $d$  – Altura da secção, milímetros;
- $f_y$  – Força de cedência do aço, MPa;
- $f_c'$  – Força de cedência do betão, MPa;
- $N$  – Esforço axial, N;
- $\delta'$  – Relação da altura com altura útil da secção,  $d/d'$  ;
- $E_s$  – Módulo de elasticidade do aço, MPa;
- $E_c$  – Módulo de elasticidade do betão, MPa;
- $n$  – Relação do módulo de elasticidade do aço e do betão,  $(E_s/E_c)$ .

O segundo ponto desta curva trilinear é referente ao valor máximo de momento que o elemento consegue atingir equação (35), de acordo com a sua rotação, equação (36), como referido anteriormente.

$$M_{Máx} = 1,13M_y \quad (35)$$

$$\theta_{cap,pl} = 0,14 * (1 + 0,4\alpha_{sl})(0,19)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{0,54} * 0,62^{0,01f_c} \quad (36)$$

O último ponto desta curva corresponde ao momento último e à rotação correspondente, cujo cálculo deve ser efetuado de acordo com as expressões (37) e (38).

$$M_u = 0,01 * M_{Máx} \quad (37)$$

$$\theta_{pc} = 0,76 * (0,031)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1 \quad (38)$$

As variáveis para o cálculo das equações (36) e (38), são as seguintes:

- $\alpha_{sl}$  – Fator igual a 1 ou 0, dependendo se permite o deslizamento do varão de aço na zona de ancoragem, respetivamente;
- $v$  – Esforço axial reduzido;
- $\rho_{sh}$  – Taxa de armadura transversal
- $f_c$  – Força de cedência do betão.

Na Figura 8, apresenta-se um exemplo de uma curva trilinear de um pilar comum, que materializa os elementos verticais localizados entre o rés-do-chão e o primeiro piso. Ainda neste contexto, apresenta-se no anexo A um exemplo dos valores para o cálculo da relação momento - rotação deste pilar, Figura 50.

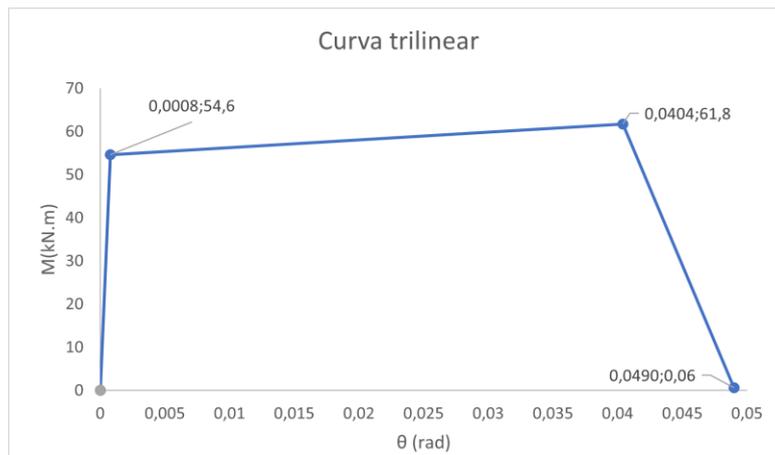


Figura 8: Curva trilinear para um pilar comum RC-1º Piso

Após a curva trilinear estar definida, é necessário definir o comprimento da rótula plástica, visto que, nestes modelos de plasticidade concentrada, a deformação plástica do elemento localiza-se na rótula. Este comprimento consiste numa medida fictícia que considera a distribuição de curvaturas uniformes, equivalente em termos de rotação à distribuição real de curvaturas ao longo do comprimento de plastificação, que consiste no comprimento real do elemento onde se desenvolve a plasticidade (Bento et al., 2022).

## 2.4.2 Plasticidade Distribuída

Num modelo de plasticidade distribuída, a não linearidade dos elementos baseia-se na determinação de um número suficiente de secções transversais e, em cada, define-se a relação constitutiva e respetiva pormenorização. Como o modelo por plasticidade distribuída é meramente comparativo, a sua modelação não será detalhada. Para mais informação sobre este tipo de modelos sugere-se a leitura dos trabalhos de (Tariq et al., 2018) e (Zendaoui et al., 2016).

Esta modelação distribui a plasticidade por integrações numéricas para se obter os resultados de tensão e deformação das secções discretizadas e, conseqüentemente, os esforços e deformação dos vários elementos da estrutura.

Neste âmbito não se consideram apenas duas localizações para as zonas críticas do elemento, como na plasticidade concentrada. A não linearidade do elemento é obtida pela integração da contribuição de cada secção transversal. Como esta abordagem está mais próxima da realidade, requer uma maior capacidade computacional.

Na Figura 9, pode-se observar um exemplo de um elemento modelado por plasticidade distribuída, onde se consegue perceber que, quanto mais próximo dos extremos do elemento, maior deverá ser o número de malhas utilizadas, visto que deverá ser a sua zona crítica.

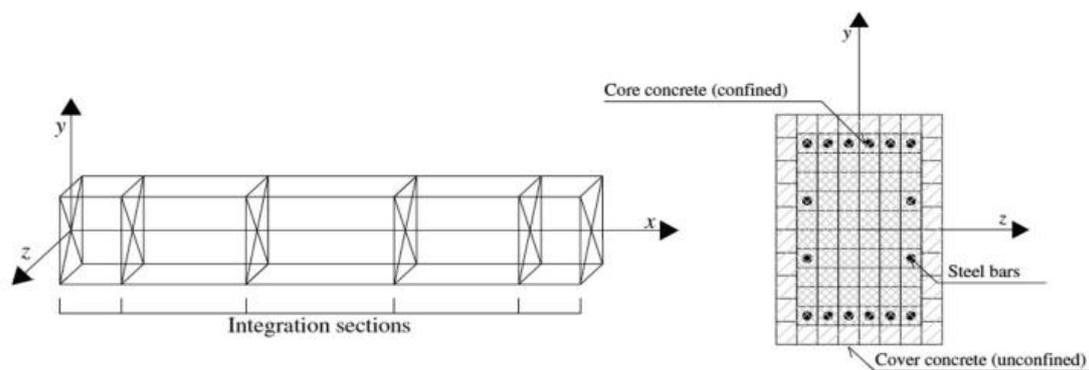


Figura 9: Modelo de plasticidade distribuída, retirado de (Zendaoui et al., 2016)

## 2.5 Método N2

De modo a fazer a avaliação da segurança de um edifício, é necessário calcular o deslocamento alvo, ou seja, é necessário intercalar a curva de capacidade do edifício, que resulta da análise *pushover*, com a exigência sísmica. O método N2 é o proposto no EC8-1 (NP EN1998-1, 2010), sendo que o mesmo se encontrará explicado passo a passo nesta secção. O edifício deverá ter capacidade para suportar um determinado deslocamento alvo, que é o deslocamento a que o edifício ficará sujeito no evento sísmico regulamentar (A. Sousa et al., 2022).

A aplicação do método N2 consiste nos seguintes passos.

1. Análise “*pushover*” e definição da curva de capacidade resistente da estrutura
2. Transformação num sistema equivalente de 1 grau de liberdade (GDL)

No ponto 2 é necessário calcular a massa equivalente, o coeficiente de transformação e a curva de capacidade para um grau de liberdade. Para isso, recorre-se às seguintes equações apresentadas, (39) à (42), presentes no anexo B da Parte 1 do EC8, (NP EN1998-1, 2010).

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (39)$$

- $m_i$  – Massa de cada piso, Ton;
- $\phi_i$  – Deslocamento normalizado do nó de controlo.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (40)$$

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \quad (41)$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (42)$$

3. Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica:

A força de corte na base para a formação do mecanismo representa a resistência última do sistema idealizado é considerada igual à força de cedência. A rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de forma que sejam iguais as áreas sob as curvas força/deformação reais e idealizadas, como se pode observar na Figura 10. O ponto A corresponde ao mecanismo plástico da estrutura.

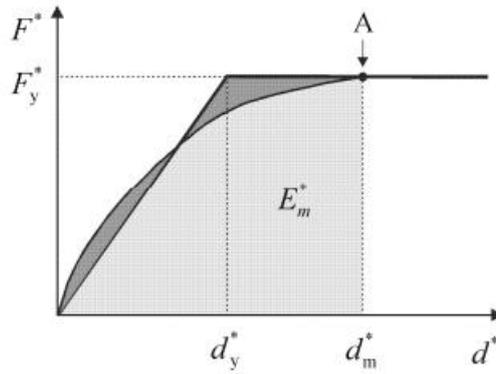


Figura 10: Determinação da relação idealizada força/deslocamento

Assim, o deslocamento no limite da plasticidade do sistema idealizado para apenas um grau de liberdade, pode ser determinado a partir da expressão (43).

$$d_y^* = 2 * (d_m^* - \left(\frac{E_m^*}{F_y^*}\right)) \quad (43)$$

- $d_m^*$  – Deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade;
  - $E_m^*$  – Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico;
  - $F_y^*$  – força de corte basal necessária para a formação do primeiro mecanismo plástico.
4. Determinação do período do sistema idealizado com 1 GDL

A expressão para o cálculo do período equivalente para um grau de liberdade pode ser determinada a partir da equação (44).

$$T^* = 2\pi * \sqrt{\frac{m^* * d_y^*}{V_y^*}} \quad (44)$$

5. Determinação do deslocamento-alvo para o sistema idealizado com 1 GDL

O deslocamento alvo do edifício para um grau de liberdade com um comportamento elástico ilimitado, é obtido a partir da equação (45).

$$d_{et}^* = S_e(T^*) * \left(\frac{T^*}{2\pi}\right) \quad (45)$$

Onde  $S_e(T^*)$  corresponde ao valor de resposta elástica de aceleração correspondente para o período  $T^*$ .

Para a determinação do deslocamento alvo, existem diferentes expressões que dependem do período da estrutura, Figura 11, isto é, para estruturas com um baixo período deve-se seguir a expressão (46) ou (47) e para períodos médios ou longos, o cálculo deve ser feito, também, a partir da (46).

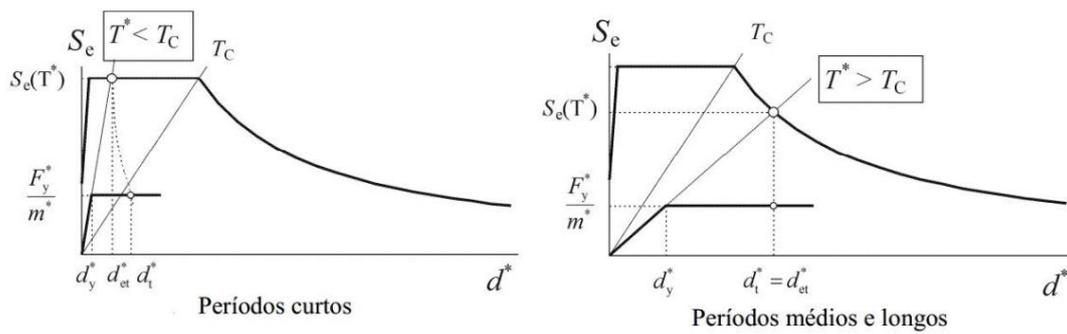


Figura 11: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente apenas com 1 GDL

- Se  $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*) \rightarrow$  Resposta em regime elástico:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (46)$$

- Se  $\frac{F_y^*}{m^*} \leq S_e(T^*) \rightarrow$  Resposta em regime não-linear:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_\mu} * [1 + (q_\mu - 1) * \frac{T_C}{T^*}] \geq d_{et}^* \quad (47)$$

Em que  $q_\mu$ , pode ser corresponde a fórmula apresentada pela equação (48):

$$q_\mu = \frac{S_e(T^*) * m^*}{F_y^*} \quad (48)$$

## 6. Determinação do deslocamento-alvo para o sistema com vários GDL

O deslocamento alvo da estrutura para os graus de liberdade correspondentes ( $d_t$ ) será a multiplicação do deslocamento alvo para 1 GDL com o coeficiente de transformação, como apresentado expressão (49).

$$d_t = d_t^* * \Gamma \quad (49)$$

## 2.6 Apresentação dos programas

### 2.6.1 MATLAB (*Matrix Laboratory*)

O MATLAB (The MathWorks, 2012) é um programa de análise numérica iterativa e tratamento de dados, que resolve problemas de complexidade elevada, respondendo de maneira simples e eficaz. Devido à sua capacidade de análise numérica e cruzamento de dados, é possível ter toda a informação com facilidade de procura e organizada.

No âmbito da presente dissertação, será um auxílio para a construção dos gráficos apresentados. Será também utilizado como processador dos dados apresentados pelo *OpenSees*, onde se fará o método N2, a avaliação de segurança do edifício e o seu devido reforço.

### 2.6.2 *OpenSees (The Open System for Earthquake Engineering Simulation)*

O programa que será utilizado para a avaliação do edifício, será o *OpenSees* (PEER, 2006). É um *software* de análise que pode ser utilizado para simular o comportamento de um edifício aquando da ação sísmica.

É um programa sem interface com e com alguma complexidade de utilização. Para análise, tem uma resposta eficaz e rápida comparativamente com outros programas utilizados para este fim.

### 2.6.3 *SAP2000*

O SAP2000 (CSI, 1976) é um programa de elementos finitos, com interface gráfica 3D, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas.

Nesta dissertação, o *SAP2000* será utilizado como uma ferramenta de auxílio para a calibração do modelo criado pelo *OpenSees* em plasticidade concentrada. É feita a modelação no SAP2000 do mesmo edifício e comparados os resultados da análise modal e da análise estática não linear com os resultados obtidos com o *OpenSees*. A escolha do SAP2000 baseia-se na sua capacidade interativa, que permitirá realizar essa calibração de forma eficiente e precisa.

## 3. Definição e apresentação do edifício

### 3.1 Introdução

O edifício em estudo na presente dissertação é de betão armado, da época de construção pré 1970. Este tipo de estruturas está dimensionado inadequadamente quando se fala de segurança sísmica, ou seja, são edifícios com reduzidas taxas de armadura, reduzido confinamento e, conseqüentemente, com reduzida resistência e ductilidade. Isto deve-se à falta de regulamentação existente nesta altura, assim como ao pouco conhecimento e à pouca importância que se dava ao dimensionamento sísmico.

No subcapítulo seguinte, estão apresentadas as características definidas para o edifício selecionado, que se basearam nos resultados obtidos com o tratamento estatístico realizado para os dados recolhidos dos edifícios correspondente à classe selecionada: edifícios de BA porticados, anteriores a 1970.

Aconselha-se o seguinte artigo (Furtado et al., 2016), que reforça a veracidade de alguns dados apresentados.

No fim deste capítulo, estão também apresentadas as plantas, assim como a modelação dos elementos por plasticidade concentrada.

### 3.2 Modelação do edifício

#### 3.2.1 Ano

Como referido anteriormente, o primeiro regulamento sísmico foi publicado em 1958 (RSCCS), com regras muito simples e critérios reduzidos para o dimensionamento sísmico. Um regulamento mais completo apareceu apenas em 1983 (REPAB), onde se começou a dar importância aos conceitos de ductilidade e de confinamento.

Assim, os edifícios existentes construídos antes desta data deverão ter uma especial atenção quando se trata da verificação da segurança sísmica e eventual reforço sísmico

Como visto anteriormente no capítulo dois, os edifícios com mais de cinquenta anos podem apresentar deficiências que, em circunstâncias de atividade sísmica, poderão levar ao colapso do mesmo, nomeadamente a insuficiência de armaduras e a sua pormenorização, tanto transversalmente como longitudinalmente. Deste modo, torna-se premente fazer uma avaliação de segurança sísmica e o reforço dos edifícios vulneráveis.

Nos capítulos seguintes, será apresentada a avaliação sísmica do edifício caso de estudo, assim como uma possível solução de reforço deste tipo de edifícios.

### 3.2.2 Materiais

#### 3.2.2.1 Betão

O betão utilizado como referência será o B225, visto ser o mais comum nesta época. Quanto à resistência do betão que será utilizado, de acordo com o (REBA, 1967), Tabela 2, deverá ter um valor característico de tensão de cedência à compressão aos 28 dias de 225 Kgf/mm<sup>2</sup>, que corresponde a ter uma força de rotura característica de 22,5 MPa. Este betão encaixa-se no intervalo do C20/25 e o C25/30. As relações constitutivas do comportamento monotónico à compressão do betão foram definidas com base no modelo apresentado por “Mander” (Mander et al., 1989), representado na Figura 12.

	REBA (1967)				
	B180	B225	B300	B350	B400
fck (Kgf/mm <sup>2</sup> )	180	225	300	350	400
fck (MPa)	18	22,5	30	35	40

Tabela 2: Força de rotura média do betão de acordo com o REBA

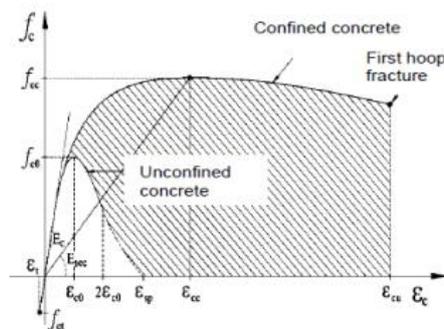


Figura 12: Relação constitutiva do comportamento monotónico à compressão do betão, apresentado por Mander (Mander et al., 1989)

De modo a estar do lado de segurança, a aproximação feita das propriedades do betão será com um C20/25. Como já visto anteriormente, a armadura transversal utilizada não é suficiente para confinar adequadamente a secção de betão, por isso, as propriedades a utilizar para a modelação dos elementos estruturais serão as de um betão não confinado, de forma a estar do lado da segurança.

Na Tabela 3 estarão apresentadas as propriedades do betão não confinado que será utilizado para modelar o edifício. Neste sentido, importa também referir que as principais diferenças entre os graus de confinamento são na resistência média à compressão e nos valores de extensão.

Propriedades Betão B225	
Módulo de Elasticidade	$E_{cm} = 30 \text{ GPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Resistência média à compressão	$f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
Resistência média à tração	$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$
Extensão à compressão correspondente a $f_{cm}$	$\epsilon_{c1} = 0,002$
Extensão última à compressão	$\epsilon_{cu1} = 0,0035$

Tabela 3: Propriedades do Betão B225

### 3.2.2.2 Aço

O comportamento da secção é condicionado maioritariamente pelo comportamento dos varões de aço utilizados após fendilhação do betão. Deste modo, há relevância da classe escolhida. No presente estudo, considerar-se-á a classe de aço A40, muito usual no tempo de construção dos edifícios de betão armado. O Aço A40 é semelhante ao A400, utilizado atualmente. De acordo com estudos anteriores (Rodrigues, 2020; Xavier, 2021), as relações constitutivas do aço foram consideradas, de acordo com a proposta apresentada por “Park-Paulay” (R. Park T. Paulay, 1975), para um carregamento monotónico, Figura 13.

Na Tabela 4, apresentam-se algumas propriedades mecânicas de diferentes classes de aço, retiradas a partir do REBA (REBA, 1967).

	A24	A40	A50	A60
$f_y$ (Kgf/mm <sup>2</sup> )	24	40	50	60
$f_y$ (MPa)	240	400	500	600
$\epsilon_u$ (%)	22	14	8	8

Tabela 4: Propriedades do Aço tipo A

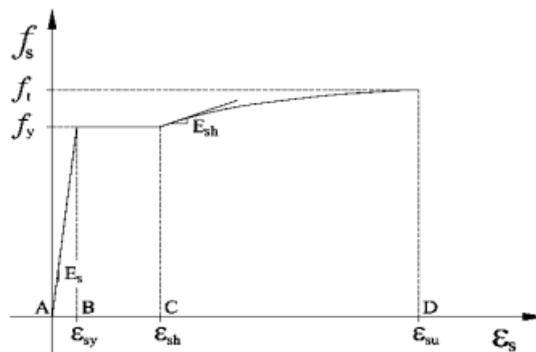


Figura 13: Relação constitutiva do aço para um carregamento monotónico, segundo Park-Paulay (R. Park T. Paulay, 1975)

As propriedades deste aço podem-se consultar na Tabela 5, sendo, ainda, relevante referir que será necessário reduzir em as propriedades do aço de acordo com (Caruso et al., 2019), devido ao facto de o varão utilizado nesta época ser liso e não nervurado. Dada esta condicionante, deverá, também, ser reduzido o valor da capacidade de rotação última da corda em 20%, de acordo com a expressão (13), mencionada na secção 2.3.2.

Propriedades Aço A40	
Módulo de Elasticidade	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Tensão de cedência do aço	$f_{sy} = 400 \text{ MPa}$
Tensão última do aço	$f_{su} = 513 \text{ MPa}$
Extensão de cedência do aço	$\epsilon_{sh} = 0,028$
Extensão última do aço	$\epsilon_{su} = 0,14$

Tabela 5: Propriedades do Aço A40

### 3.2.3 Sistema

Os sistemas estruturais mais encontrados nos bairros de Benfica e Alvalade antes de 1970 são os pórticos (*lateral moment-frame [LFM]*) e os mistos com paredes (*lateral dual frame-wall system [LDUAL]*), como se pode verificar na Figura 14. A principal diferença entre o porticado e o misto com parede é a falta de elementos verticais de betão armado com grande rigidez, como paredes resistentes ou núcleo central de BA.



Figura 14: Tipo de Sistema de Edifícios antes de 1970

O sistema presente no edifício caso de estudo é o tipo pórtico. Os edifícios com estes sistemas não contêm paredes nem núcleos centrais, ou elementos verticais com grande inércia em um ou nos dois eixos. Por esta razão, o edifício tem uma menor rigidez, obrigando os pilares e as vigas a ter um bom funcionamento conjunto à flexão. É também importante que a resistência dos pilares seja superior à das vigas, para que as rótulas plásticas se encontrem nas vigas dando origem à formação de mecanismos de dissipação estáveis. Se, pelo contrário, a resistência dos pilares for insuficiente e estes atingirem a rotura antes das vigas, a estabilidade global da estrutura é comprometida com a plastificação/colapso de um número reduzido de pilares. Nos edifícios com paredes, a resistência sísmica está assegurada pelo funcionamento das paredes resistentes ao corte e à flexão desde que a laje tenha rigidez suficiente para garantir a transmissão das forças horizontais de inércia para as paredes, isto é, se comporte como diafragma rígido. Considera-se também relevante mencionar que o controlo de deslocamentos e de formação de pisos vazados é mais estável na presença de núcleos centrais ou paredes, (LNEC, 2005).

Na Figura 15, é possível observar o colapso generalizado de edifícios devido à ocorrência dos sismos da Turquia a 6 de fevereiro de 2023.



Figura 15: Colapso devido à ocorrência sísmica. Sismo de 6 de fevereiro 2023, Turquia<sup>2</sup>

### 3.2.4 Número e altura dos pisos

Os dados recolhidos indicam que o número de pisos mais comum nos edifícios de Alvalade e Benfica é entre 5 e 7 pisos (Figura 16). No caso do edifício em estudo, este possui 5 pisos.

A Figura 16 apresenta, respetivamente, os dados estatísticos relativos ao número de pisos dos edifícios de Benfica e Alvalade (esquerda) e a altura do piso do piso regular (direita).

Como se pode analisar na Figura 16, a altura do piso corrente é de 3 metros, tendo uma média final de 2,93 metros. Existe uma grande variação de altura, entre 2 e 4 metros, havendo alguns edifícios que nem cumprem o mínimo de pé-direito apresentado na legislação portuguesa, de 2,4 metros. Em edifícios de betão armado em Portugal é frequente a altura de o piso térreo ser maior do que a dos restantes pisos, devido à necessidade de espaços abertos a propósito de comércio ou garagens. De acordo com a legislação portuguesa estabelecida desde 1975, o pé-direito livre mínimo, piso a piso, em edificações destinadas à habitação é de 2,40m e o pé-direito livre mínimo dos pisos destinados a estabelecimentos comerciais é de 3,00m (REGEU, 1975).

A altura regular do piso corrente do edifício a modelar é de 3 metros.

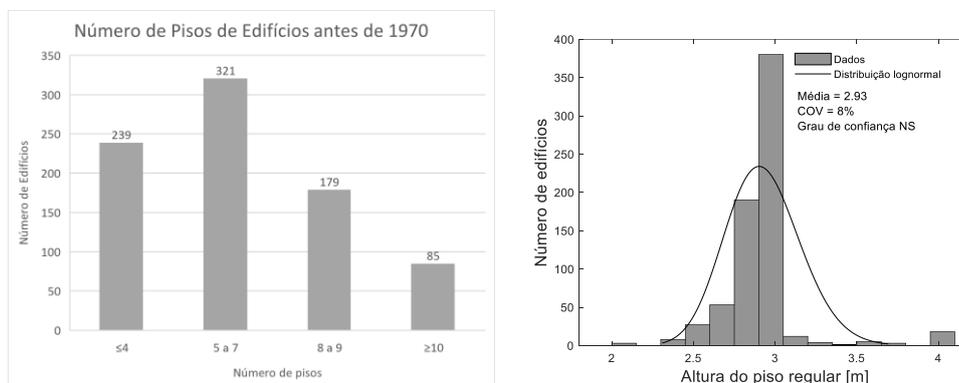


Figura 16: Dados estatísticos do número de pisos (esquerda) e altura do piso regular (direita)

<sup>2</sup>[https://learningfromearthquakes.org/images/earthquakes/2023\\_02\\_05\\_Turkey/M7.8\\_Turkey-Syria\\_EQ\\_6\\_February\\_2023.pdf](https://learningfromearthquakes.org/images/earthquakes/2023_02_05_Turkey/M7.8_Turkey-Syria_EQ_6_February_2023.pdf)

### 3.2.5 Altura do 1º Piso

A Figura 17 apresenta a variação das alturas, mínima e máxima, bem como a média do piso de R/C. A altura mínima é de 2,5m e a máxima 5,75 m, com uma média de 3,69 m e moda de 3,75m.

Da análise da Figura 17 também é possível perceber que alguns destes edifícios não respeitam o pé-direito mínimo de 3 metros de altura de primeiro piso para fins comerciais, o corrente desta época, como mencionado na secção anterior.

No edifício em estudo a altura do piso térreo é de 3,70 metros.

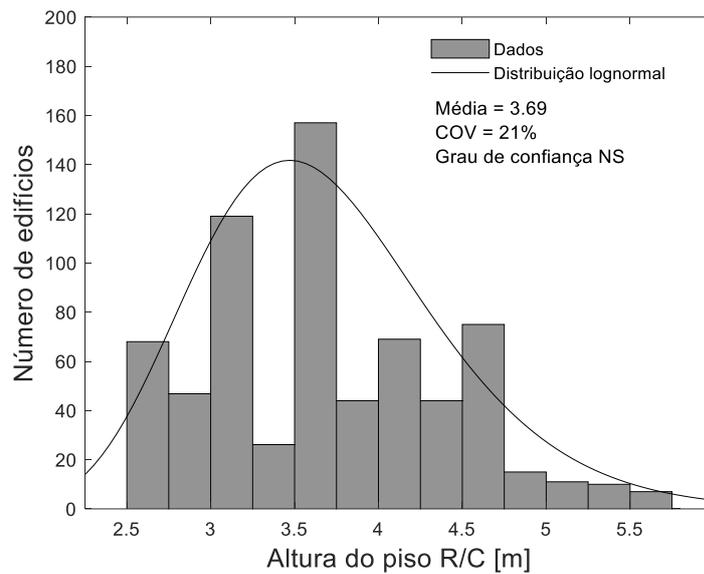


Figura 17: Altura do piso R/C

### 3.2.6 Dimensão dos elementos

#### 3.2.6.1 Vigas

Os dados estatísticos indicam dois tipos de vigas: interiores e de bordo. Esta separação resulta das diferentes taxas de armadura existentes, devido à inserção nos diferentes pórticos.

A análise da Figura 18, indica que as vigas interiores e de bordo, têm áreas semelhantes, com larguras médias de 0,25m e 0,24m, e alturas médias de 0,45m e 0,51m, respetivamente. A área das vigas interiores e de bordo do edifício a modelar é de 0,2mx0,50m.

A análise dos dados também indica que existiam dimensões de vigas, como por exemplo o caso de vigas com dimensões de 0,10 largura e 0,20 de altura, que não permitem uma boa pormenorização das armaduras, visto terem dimensões muito reduzidas.

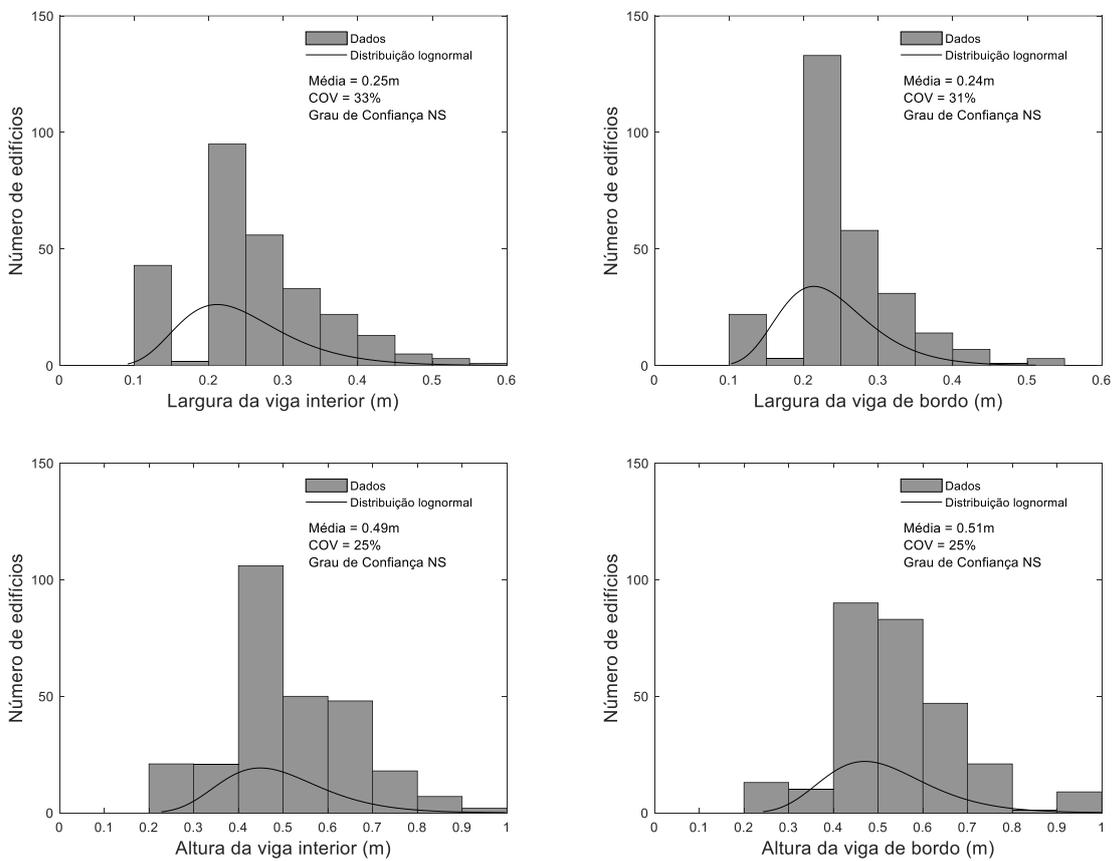


Figura 18: Secção das vigas

### 3.2.6.2 Pilares

Neste tipo de edifícios, é comum ter dois tipos diferentes de pilares: uns de maior dimensão e outros, mais repetitivos, mas de menor dimensão. Isto é comum, visto não existirem elementos verticais com grande rigidez, dimensionados para resistir ao sismo (paredes e núcleo central).

Nestes dois tipos de pilares, a grande diferença entre eles é a dimensão na maior direção do pilar, como se pode observar na Figura 19. Isto é comum, visto que, normalmente, os pilares são todos orientados numa direção, uma vez que têm edifícios adjacentes na outra. Assim, no edifício em estudo, teremos o pilar comum, com largura e comprimento de 0,25 e 0,45 metros, respetivamente, e o pilar de maior dimensão, com largura e comprimento de 0,3 e 0,7 metros, respetivamente. Considerou-se também a redução da secção dos pilares de maior dimensão, em altura, com a dimensão do pilar de maior dimensão igual à do pilar comum no último piso.

Estes dois tipos de pilares foram diferenciados devido à sua secção e também porque têm taxas de armadura específicas para cada um, como se poderá observar na secção 3.2.7.1.

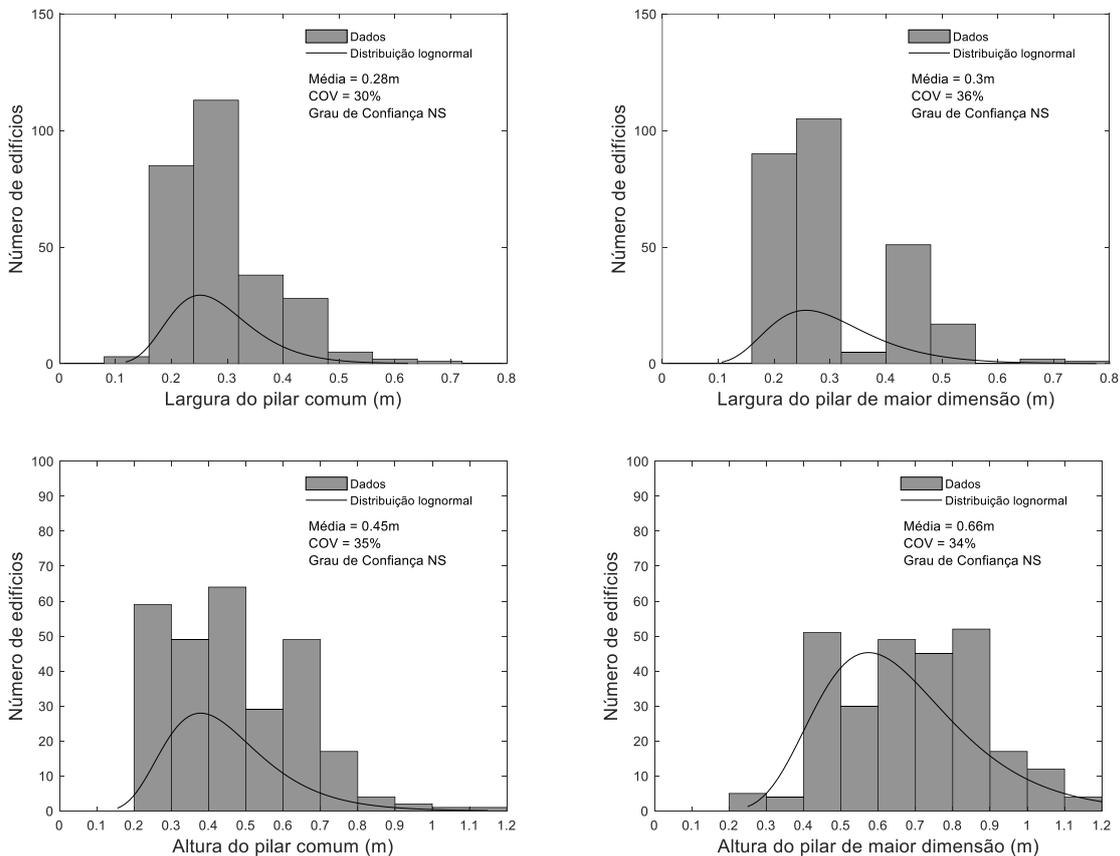


Figura 19: Secção dos pilares

### 3.2.7 Taxas de armadura

As taxas de armadura são calculadas consoante os varões utilizados e a área do elemento em questão. Nesta secção, estão apresentados os dados estatísticos recolhidos sobre as taxas de armaduras longitudinais e transversais.

#### 3.2.7.1 Longitudinal

A Figura 20 apresenta as taxas de armadura longitudinal dos pilares comuns e de maior dimensão, bem com as taxas de armadura longitudinais das vigas interiores e de bordo. A análise da figura permite confirmar que existe uma grande discrepância de dados, tanto nos pilares, como nas vigas, com taxas quase nulas. Os pilares comuns têm uma moda de 0,77% e média de 0,99% de taxa de armadura longitudinal; os pilares de maior dimensão apresentam uma moda de 1,13% e média de 1,05% de taxa de armadura longitudinal.

No edifício em estudo a taxa de armadura longitudinal dos pilares comuns é de 1%, enquanto nos pilares de maior dimensão o valor é de 1,05%. Será feita a dispensa de armadura dos pilares consoante a redução do diâmetro e a dispensa de varões. Presente na Tabela 27 e Tabela 28, no anexo B, é possível verificar as taxas de armadura longitudinal de cada pilar, consoante cada piso. Na Figura 61 no anexo B, encontra-se uma ilustração da pormenorização de cada pilar por piso.

Para a modelação das vigas os valores das taxas de armadura longitudinal são de 0,65% e 0,6%, para as de bordo e interiores, respetivamente. Esta taxa leva ao uso de 8 e 6 varões de 12mm, respetivamente exterior e interior.

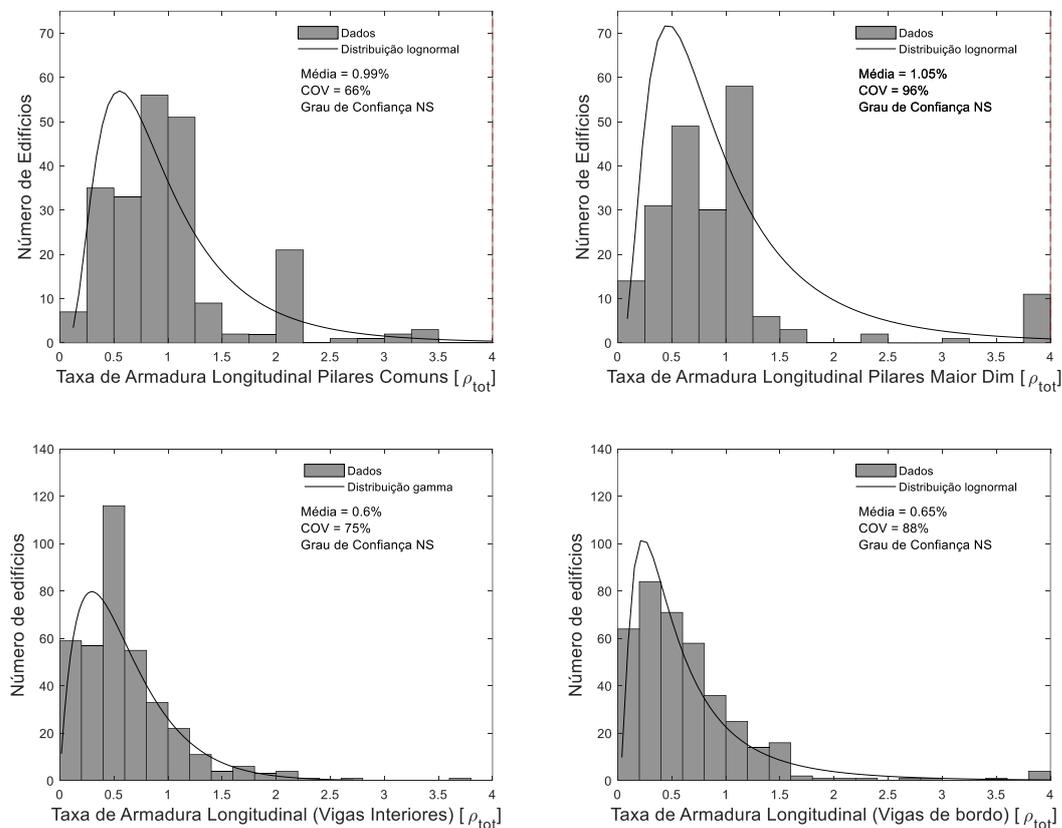


Figura 20: Taxa de armadura longitudinal

### 3.2.7.2 Transversal

A armadura transversal, como mencionado anteriormente, é essencial para resistir ao esforço transversal e para confinar o betão. Como previamente referido no subcapítulo 2.2, e conforme pode confirmar da análise da Figura 21, os valores de taxa de armadura transversal utilizados nesta altura eram baixíssimos.

Nos pilares comuns, o valor de moda e média são equivalentes, correspondendo a 0,14% de taxa de armadura transversal. O valor mínimo é quase nulo (0,03%) e um valor máximo é de 0,7%.

Nos pilares de maior dimensão, os valores da média e moda são muito semelhantes, com valores de 0,13% e 0,14%, respetivamente. O valor mínimo também é quase nulo (0,02%) e um valor máximo é de 0,57%.

Esta variação de valores de armadura transversal para os diferentes pilares, indica que não se dava importância ao efeito do confinamento e ductilidade do pilar, dada a semelhança da armadura transversal nos dois tipos de pilar.

Nas vigas voltamos a ter um valor muito semelhante de taxa de armadura utilizada. O valor da armadura transversal das vigas do edifício a modelar é de 0,2%, correspondendo ao valor da média da armadura transversal observado (Figura 21). Esta taxa corresponde a utilizar varões de 6mm espaçados de 20 cm.

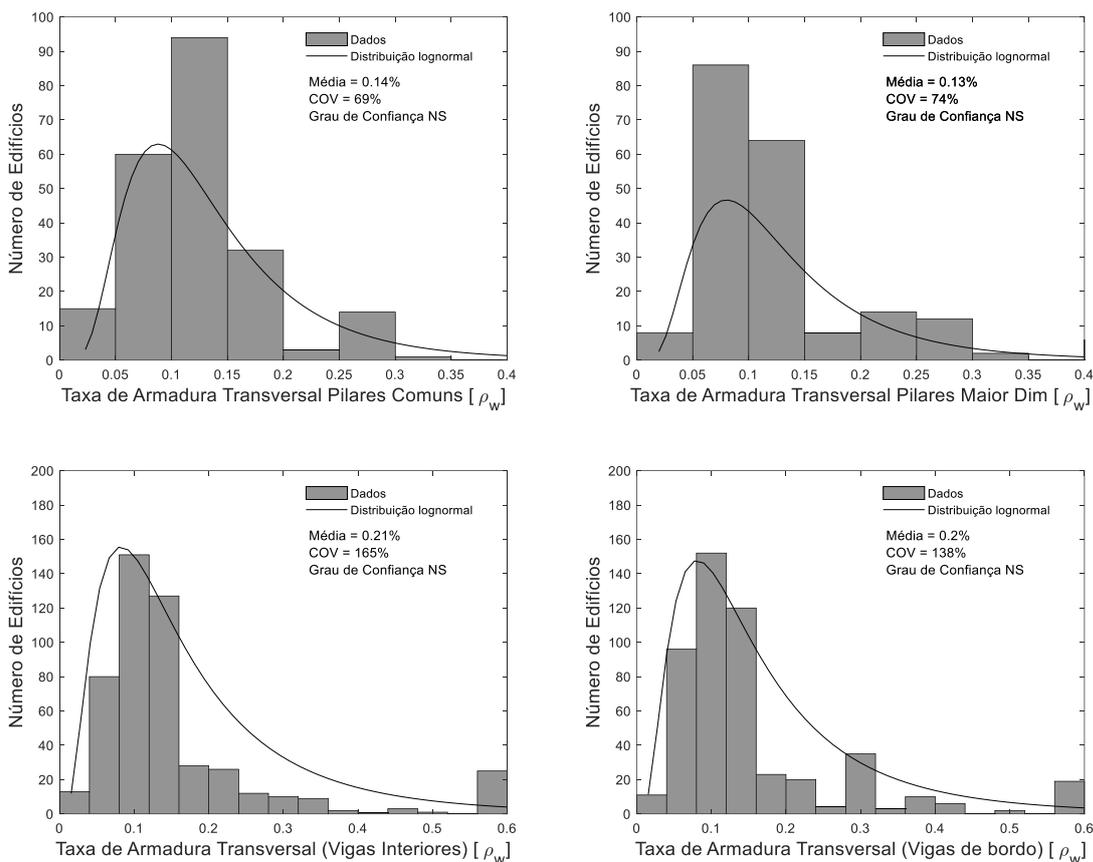


Figura 21: Taxa de armadura transversal

### 3.2.7.3 Espaçamento

Um espaçamento adequado é necessário para se conseguir um bom confinamento do betão e, com isto, é possível chegar a deformações superiores aos 3.5%, melhorando a ductilidade global do pilar/viga. Como se percebe pela análise da Figura 22, o espaçamento médio da amostra estudada varia entre 0 e 0,4 m, com média e moda de 0,2 m. Este valor de espaçamento é superior ao limite presente na Parte 1 do EC8 (NP EN1998-1, 2010), como se pode observar na equação (50).

$$s = \min \left( \frac{b_0}{2}; 175; 8d_{bL} \right), mm \quad (50)$$

- $b_0$  – Dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão (em relação ao eixo das cintas)
- $d_{bL}$  – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros)

Na modelação do edifício, o valor do espaçamento da armadura transversal é de 0,2m, que também corresponde aos valores da média e da moda observados (Figura 22). Visto que este espaçamento não respeita a expressão apresentada, é mais um critério que coopera na consideração de um betão não confinado na modelação, como referido anteriormente.

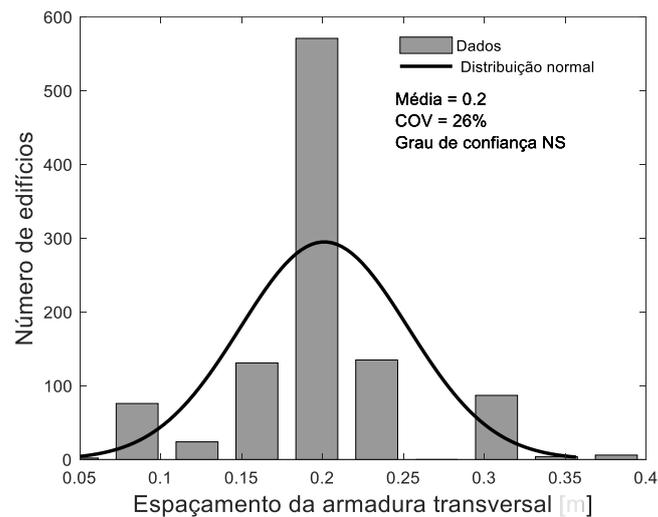


Figura 22: Dados do espaçamento da armadura transversal

### 3.2.8 Regularidade vertical

Como anteriormente explicado no subcapítulo 2.2, é necessário ter em atenção as deficiências comuns deste tipo de edifícios e, que podem comprometer a regularidade do edifício.

Para o cumprimento do critério da regularidade vertical, é essencial garantir que não existem grandes perdas de rigidez, como o desaparecimento de elementos verticais. Como já mencionado, no edifício em estudo, a única diferença é altura do pé-direito do piso térreo que difere da altura dos restantes.

De facto, é comum o primeiro piso ter um tamanho superior aos restantes, assim como ter falta de elementos não estruturais, isto é, inexistência de paredes de alvenaria, que aumentam muito a rigidez elástica do piso e do edifício em si. Sem a presença de paredes de alvenaria no primeiro piso, este torna-se flexível, podendo ter grandes deformações, aquando solicitado pela ação sísmica, e suscetível ao desenvolvimento do mecanismo designado como *soft-storey*.

Apesar dos dados apresentados na Figura 23 indicarem que o tipo de edifício mais comum é regular em altura, no edifício em estudo o piso térreo é vazado. Esta característica torna o edifício mais irregular em altura e suscetível ao mecanismo mencionado.

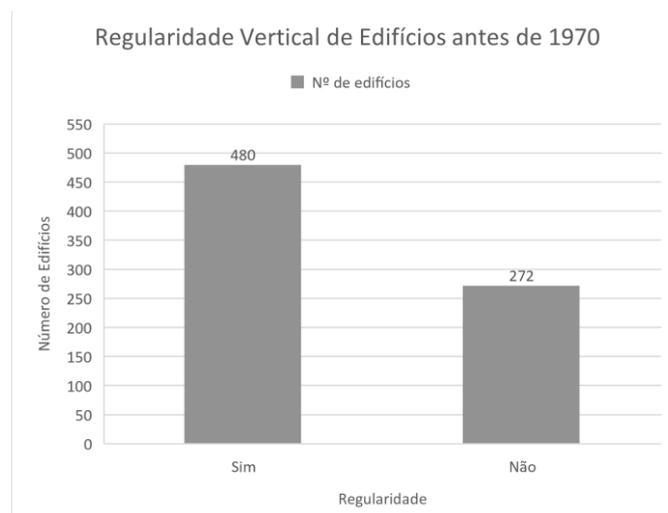


Figura 23: Dados da regularidade vertical de edifícios construídos antes de 1970

### 3.2.9 Espessura da laje

O tipo de laje e a espessura a utilizar são dois fatores necessários de inspeção. A espessura da laje condiciona o cálculo das cargas gravíticas, visto que a carga advém da massa do edifício. A força sísmica é proporcional à massa da estrutura: se a massa aumenta, a força também. Adicionalmente, é necessário identificar de laje a utilizar, a rigidez da laje é que possibilita ou não, a consideração de um diafragma rígido.

A análise da Figura 24, permite concluir que existe uma grande diferença na espessura das lajes utilizadas nestes edifícios. A média e moda da amostra da espessura da laje é de 14 cm. A laje, sendo de betão armado, poderá considerada como um diafragma rígido, tendo apenas três graus de liberdade, deslocamento em X e em Y e rotação em Z, sendo indeformável no plano XY.

De facto, considera-se que o diafragma é rígido se, quando modelado com a sua flexibilidade real no plano, os seus deslocamentos horizontais não excederem, em nenhum ponto, os relativos à hipótese de diafragma rígido em mais de 10% dos correspondentes deslocamentos horizontais absolutos na situação de projeto de sísmica (NP EN1998-1, 2010).

A laje do edifício a modelar também é de betão e, portanto, a espessura considerada foi de 14cm.

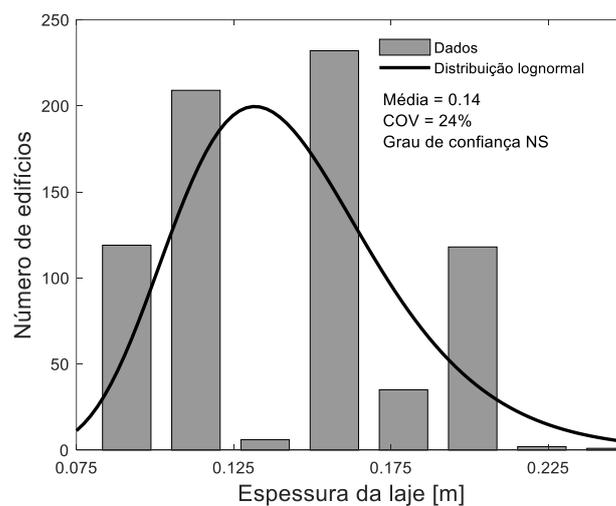


Figura 24: Dados referentes à espessura da laje

### 3.3 Apresentação das Plantas

Com base no estudo realizado e com o auxílio do artigo sobre a caracterização do edificado da área de Lisboa (Xavier et al., 2022), procurou-se a planta de um edifício que refletisse as deficiências estruturais e os problemas mencionados no subcapítulo 2.2, isto é, a presença de vigas apoiadas em vigas, irregularidades existentes, elementos esbeltos (onde não se incluem paredes), elementos orientados apenas numa direção, etc.. Como se pode observar, na Figura 25 à direita, temos a presença destes problemas, onde as caixas a roxo representam as vigas mal apoiadas e as caixas a azul os pilares esbeltos e orientados apenas numa direção. Na mesma figura, à esquerda, tem-se a planta tipo do edifício com os respetivos elementos constituintes.

As diferentes plantas analisadas para a seleção do edifício representativo encontram-se no anexo B, respetivamente da Figura 51 à Figura 60.

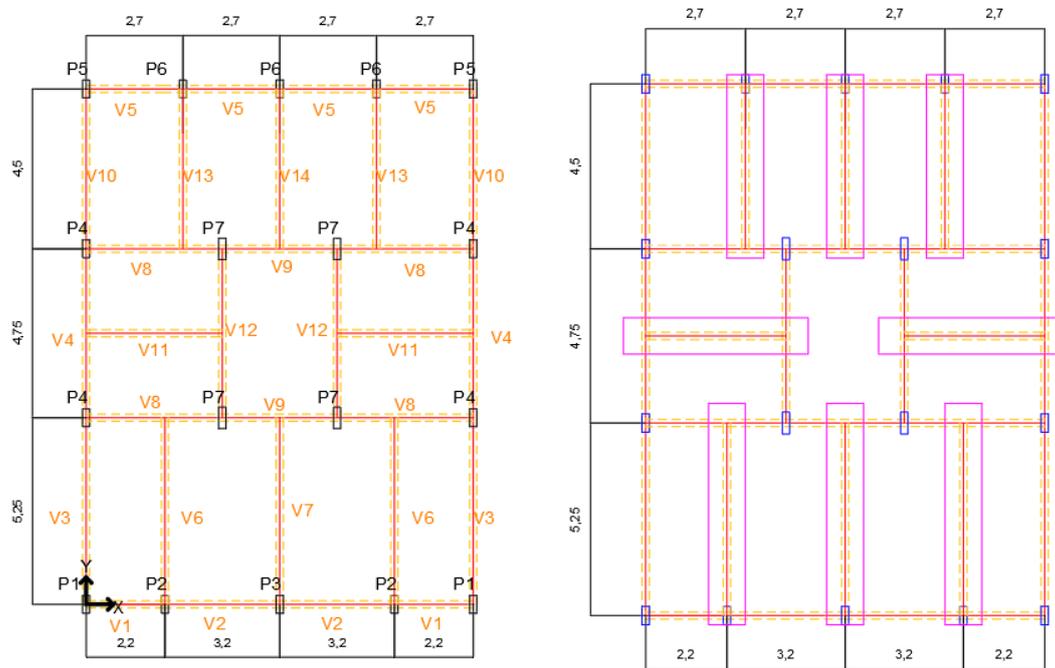


Figura 25: Planta tipo do edifício (dimensões em m)

## 3.4 Definição da estrutura

### 3.4.1 Nós

Para a definição inicial da estrutura, é necessário definir os nós relevantes da estrutura pelo comando “Node”, no programa “OpenSees”. Estes nós, correspondem aos pontos onde existem ligações viga-pilar, viga-viga, nós de fundação e os centros geométricos das lajes.

Para cada um destes nós foi necessário definir as correspondentes coordenadas espaciais. Para as respectivas plantas do edifício, definiu-se as coordenadas dos nós em cada planta: as fundações, o primeiro piso e os restantes pisos. Obtendo-se assim, seis tipos de conjunto de nós, cada um com um diferente “Tag”, que definem cinco andares da estrutura e as fundações. De modo a criar a relação espacial da estrutura, cada nó terá três coordenadas, em X, Y e Z. Define-se um canto do edifício como a coordenada do eixo global (0,0,0) e após se ter retirado as medidas necessárias, define-se então os restantes pontos essenciais do modelo, como se pode observar no exemplo apresentado para um nó da fundação, na Figura 26. A fim de simplificar a inserção de coordenadas, é possível estabelecer a medida de cada alinhamento através do comando “Set” e construir a estrutura a partir dessas dimensões, tal como foi feito para a coordenada em Z, exibido na mesma figura.

```
#Fundação-R/C
#Node tag xCrd yCrd zCrd
node 70101 0 0 $Floor0

set Hstory1 3.70;
set Hstory2 3.00;
set Hviga 0.25;

set Floor0 0.0;
set Floor1 [expr $Floor0 + $Hstory1]; #3.7
```

Figura 26: Exemplo de modelação de um nó do edifício

### 3.4.2 Materiais

O comando “Set”, também serve para definir as propriedades mecânicas dos materiais, como tensões, módulos de elasticidade e extensões. A definição destas propriedades só é necessária nos modelos de plasticidade distribuída, porque no modelo de plasticidade concentrada é necessário definir o comportamento das rótulas plásticas dos elementos.

Na presente dissertação, em termos de consideração do varão liso, numericamente, serão reduzidas as propriedades do aço de acordo com o estudo sobre a eficiência dos varões lisos em paredes de betão armado, (Caruso et al., 2019). A redução apenas se fez para armaduras longitudinais, visto não existir estudos sobre a redução das propriedades do aço para as armaduras transversais.

### 3.4.3 Vigas e Pilares

Os pilares e as vigas que intersejam dois pilares serão modelados com plasticidade concentrada. As vigas que intersejam apenas vigas ou apenas um pilar, serão modeladas apenas com comportamento elástico.

Este modelo de plasticidade concentrada considera que os pilares e as vigas são modelados com uma parte rígida, que corresponde à ligação viga-pilar, que mede metade da largura ou comprimento do elemento de ligação. São modelados pelo comando "element elasticBeamColumn", em que as diferentes propriedades a inserir, simulam um elemento rígido, como se pode observar na Figura 27.

```
element elasticBeamColumn 1250101 250101 101 1 30000000 12500000 1 1 1 $RigColTransfTag ;
```

Figura 27: Modelação dos elementos rígidos

Para as rótulas plásticas é necessário inserir no programa os diferentes momentos (cedência, máximo e último) e rotações (cedência, máxima e última), pelo comando "uniaxialMaterial Hysteretic". É necessário a adição de dois nós por rótula para se inserir as diferentes propriedades de cada rótula, pelos comandos "section Aggregator" e "element zeroLengthSection". Para a viga apenas é necessário definir a rótula plástica num grau de liberdade, visto que na outra direção estará travada pela laje. Apresenta-se um exemplo na Figura 28, da modelação de um pilar e na Figura 29 de uma viga.

Existem quatro modelos possíveis de definição deste comprimento, propostos por "Priestley and Park", "Paulay and Priestly", por "Park and Paulay" e por EC8-3. Nesta análise, apenas foi necessário definir o tamanho de rótula plástica no SAP2000, onde foi adotada a expressão referida no EC8, equação (90). As diferentes expressões para o cálculo do comprimento rótulas plásticas estão apresentadas no anexo B.

```
#P1
uniaxialMaterial Hysteretic 810101001 110.69691 0.01080 125.09751 0.04052 1.25088 0.04932 -110.69691 -0.01080 -125.09751 -0.04052 -1.25088 -0.04932 1 1 0 0 0 ;
uniaxialMaterial Hysteretic 810101002 110.69691 0.01080 125.09751 0.04052 1.25088 0.04932 -110.69691 -0.01080 -125.09751 -0.04052 -1.25088 -0.04932 1 1 0 0 0 ;
uniaxialMaterial Hysteretic 820101001 53.73434 0.01421 60.71981 0.04052 0.60720 0.04932 -53.73434 -0.01421 -60.71981 -0.04052 -0.60720 -0.04932 1 1 0 0 0 ;
uniaxialMaterial Hysteretic 820101002 53.73434 0.01421 60.71981 0.04052 0.60720 0.04932 -53.73434 -0.01421 -60.71981 -0.04052 -0.60720 -0.04932 1 1 0 0 0 ;
section Aggregator 300 $RigM P $RigM Vy $RigM Vz 810101002 My 820101002 Mz $RigM T
section Aggregator 400 $RigM P $RigM Vy $RigM Vz 810101001 My 820101001 Mz $RigM T
equalDOF 70101 470101 1 2 3 4 5 ;
element zeroLengthSection 500 470101 520101 300 -orient 0 0 1 1 0 0 ;
element elasticBeamColumn 700 520101 200101 0.11 30000000 12500000 0.0015 0.0019 0.0006 $ColTransfTag
element zeroLengthSection 600 250101 200101 400 -orient 0 0 1 1 0 0 ;
```

Figura 28: Modelação da não linearidade de um pilar

```
#V1
uniaxialMaterial Hysteretic 910101001 46.43292 0.000497 52.46920 0.04383 0.52469 0.05780 -46.43292 -0.000497 -52.46920 -0.04383 -0.52469 -0.05780 0.8 0.2 0 0 0.85 ;
uniaxialMaterial Hysteretic 910101002 46.43292 0.000497 52.46920 0.04383 0.52469 0.05780 -46.43292 -0.000497 -52.46920 -0.04383 -0.52469 -0.05780 0.8 0.2 0 0 0.85 ;
element elasticBeamColumn 2600101 101 600101 1000 30000000 12500000 1000 1000 1000 $BeamXTransfTag;
equalDOF 600101 650101 1 2 3 4 6 ;
element zeroLengthSection 1200 600101 650101 -mat 910101001 -dir 5 ; #este valor não aparece no EqDef
element elasticBeamColumn 1400 650101 850102 0.13 30000000 12500000 0.0018 0.0026 0.0007 $BeamXTransfTag ;
element zeroLengthSection 1300 800102 850102 -mat 910101002 -dir 5 ; #este valor não aparece no EqDef
equalDOF 800102 850102 1 2 3 4 6 ;
element elasticBeamColumn 2800102 800102 102 1000 30000000 12500000 1000 1000 1000 $BeamXTransfTag;
```

Figura 29: Modelação da não linearidade de uma viga

Para os pilares e vigas, com comportamento elástico, utiliza-se o mesmo comando da modelação do comportamento rígido, mas desta vez inserem-se as propriedades reais do elemento.

Na ligação do pilar à fundação e nas vigas, é necessário utilizar o comando "equalDOF", para se igualar os graus de liberdade dos elementos aos definidos previamente. No pilar, os graus de liberdade correspondem aos do encastramento perfeito. Na viga, é necessário libertar a rotação segundo o eixo de deformação.

### 3.4.4 Paredes de Alvenaria

As paredes de alvenaria, presentes em edifícios de betão armado, são normalmente não estruturais, sendo paredes divisórias ou paredes exteriores. Como já foi mencionado no capítulo dois, estas paredes podem ter uma grande influência na rigidez elástica da estrutura, acabando também, por aumentar o peso próprio da estrutura. Se a distribuição de paredes for assimétrica, é possível que haja um incremento de torção no edifício ou até um mecanismo de piso vazado, acabando por reduzir a capacidade sísmica da estrutura (Furtado & De Risi, 2020).

Após alguma pesquisa sobre quais os valores médios do módulo de distorção e de elasticidade do tipo de tijolo utilizado nos edifícios de betão armado desta época, não se encontrou as propriedades mecânicas concretas, nem qual o tipo de tijolo usual. Deste modo, será considerado um valor de módulo de elasticidade correspondente a 3,33 vezes o valor de módulo de distorção, como mencionado na Norma Italiana (CNR-DT 200 R1/2013, 2013). As dimensões consideradas para o tijolo, terão influência na resistência das diferentes escoras calculadas, para simular o efeito de parede de alvenaria no modelo.

Os valores, em GPa, utilizados na modelação das paredes de alvenaria, encontram-se na Tabela 6, adotado consoante o referido na Norma Italiana.

Propriedades Alvenaria de Tijolo	
Módulo de Elasticidade	$E_w = 4,129 \text{ GPa}$
Módulo de Distorção	$G_w = 1,24 \text{ GPa}$

Tabela 6: Propriedades da Alvenaria de Tijolo

Estas paredes são modeladas através de duas escoras, que apenas suportarão esforços axiais, colocadas na ligação coluna-viga, como se pode observar na Figura 30 e as fórmulas para o cálculo foram retiradas da Norma Neozelandesa (NZSEE, 2006) e (Celarec et al., 2012).

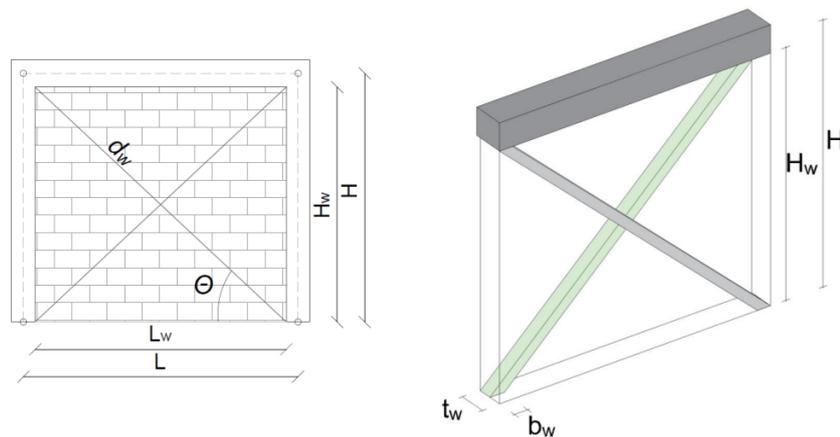


Figura 30: Modelo de escoras para simular o comportamento das paredes de alvenaria, adaptada de (Couto et al., 2022)

Para se definir o comportamento não-linear das paredes de alvenaria, é necessário caracterizar uma curva de força-deslocamento com quatro diferentes troços, como se pode observar na Figura 31. Posteriormente, são inseridas as relações de força e deslocamento de cada troço no programa, através do comando “*uniaxialMaterial Hysteretic*”. Na relação força-deslocamento da parede de alvenaria, a força resistente de tração pode ser considerada igual a 1% da força resistente de compressão.



Figura 31: Exemplo de um modelo histerético da PA

O primeiro troço corresponde ao comportamento elástico linear até ao aparecimento da primeira fenda da parede, calculado a partir das seguintes equações, (51) à (53), correspondendo à fase elástica da parede.

$$K_{el} = \frac{G_w A_w}{H_w} \quad (51)$$

$$F_{cr} = \tau_{cr} A_w \quad (52)$$

$$d_{cr} = \frac{F_{cr}}{K_{el}} \quad (53)$$

Sendo que:

- $G_w$  – Módulo de distorção da PA, MPa;
- $A_w$  – Secção transversa da PA, metros;
- $H_w$  – Altura útil da parede de PA, metros;
- $\tau_{cr}$  – Tensão de corte de fendilhação da PA, MPa.

De seguida, tem-se o segundo troço, que se inicia com o aparecimento da primeira fenda e se finaliza no ponto de força máxima. O deslocamento correspondente é calculado através da rigidez secante até à força máxima, calculadas a partir das expressões (54) à (58):

$$b_w = \frac{0,175 d_w}{(\lambda_h H)^{0,4}} \quad (54)$$

Onde a variável  $\lambda_h$ , pode ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w H_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c t_w}} \quad (55)$$

$$K_{sec} = \frac{E_w b_w t_w}{d_w} * \cos \theta^2 \quad (56)$$

$$F_{m\acute{a}x} = 1,3F_{cr} \quad (57)$$

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{F_{m\acute{a}x}}{K_{sec}} \quad (58)$$

Sendo que:

- $b_w$  – Largura da escora da PA, metros;
- $d_{m\acute{a}x}$  – Deslocamento máximo correspondente, metros;
- $E_w$  – Módulo de elasticidade da PA, MPa;
- $H_w$  – Altura útil da PA, metros;
- $I_c$  – Momento de inércia da coluna adjacente de betão armado, metros  quarta;
- $\theta$  – Inclinao da escora.

A força máxima e o deslocamento correspondente da diagonal, podem ser calculados a partir da equao (59) e (60).

$$F_{m\acute{a}x,diagonal} = F_{cr} * \cos\left(\tan\left(\frac{H}{L}\right)\right) \quad (59)$$

$$d_{m\acute{a}x,diagonal} = d_{cr} * \cos\left(\tan\left(\frac{H}{L}\right)\right) \quad (60)$$

O terceiro troço, corresponde ao início da degradao da parede após ser atingida a força máxima e  caracterizado pela força residual. A rigidez deste troço depende da rigidez inicial, como se pode observar expressão (61), onde o fator de degradao foi considerado para uma parede média, correspondendo a 5%.

$$K_{deg} = -\alpha K_{el} \quad (61)$$

Onde:

- $\alpha$  – Varia entre 0,005 (0,5%) e 0,1 (10%), respetivamente PA forte e PA bastante fraca.

A força residual corresponde a 2% da força máxima e o deslocamento residual corresponde a cinco vezes o deslocamento máximo da parede de alvenaria, como apresentado nas equações (62) e (63), respetivamente.

$$F_{res,diagonal} = 0,02F_{m\acute{a}x} \quad (62)$$

$$d_{res} = 5 * d_{m\acute{a}x} \quad (63)$$

É necessário considerar a existência de aberturas nas paredes de alvenaria. A equação (64), corresponde ao fator de redução da largura da escora diagonal, na resistência lateral das paredes. Esta equação não tem em conta a altura da abertura, sendo então mais conservativa. Se a largura da abertura exceder dois terços da largura da parede de alvenaria, os efeitos podem ser desprezados (NZSEE, 2006). Na presença de uma porta, o fator de redução deverá ser de 50% (Dolšek & Fajfar, 2008). Este fator de redução, pode levar a que uma parede não tenha influência na rigidez da estrutura, desaparecendo do modelo e criando assimetria no edifício.

$$\lambda_{op} = 1 - \frac{1,5L_o}{L_{cl}} \quad (64)$$

Onde as seguintes variáveis correspondem:

- $L_o$  – Largura máxima da abertura na horizontal;
- $L_{cl}$  – Largura da parede de alvenaria.

Apenas as paredes que estão interligadas por dois pilares, devem ser consideradas no modelo numérico, visto que as escoras dependem do comportamento dos pilares adjacentes. As paredes que tenham uma resistência menor que 20% não foram consideradas no modelo, como apresentado na Figura 32, visto contribuir muito pouco na rigidez do modelo estrutural e, estando assim, do lado da segurança.

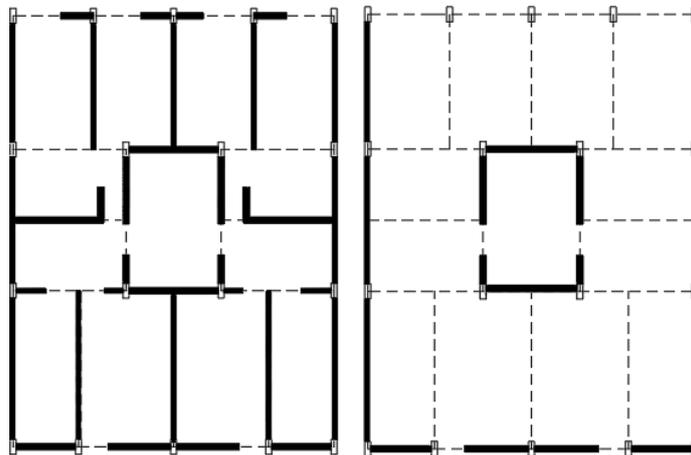


Figura 32: Paredes de alvenaria do edifício (esquerda) e paredes de alvenaria consideradas para a resistência (direita)

### 3.4.5 Lajes

Com os pontos necessários definidos no modelo, é necessário considerar o comportamento de laje no programa. Sendo uma laje de betão armado, com 0,14 metros de espessura, é possível admitir que terão um comportamento de diafragma rígido, visto que apresentam uma capacidade de deformação axial baixa. Define-se, assim, pelo comando “node”, os “Master Nodes”, que correspondem aos pontos do centro gravítico da laje. De seguida, com o comando “fix”, é necessário restringir os diferentes deslocamentos e rotações, para se conseguir obter um diafragma rígido, ficando então apenas com três graus de liberdade. Por fim utilizou-se o comando “rigidDiaphragm” para conjugar os diferentes nós de cada piso ao diafragma rígido definido, presente na Figura 62 no anexo B.

```
#Master Nodes for rigid diaphragm
#Node tag xCrd yCrd zCrd
node 80000 5.4 7.25 $Floor1
node 80001 5.4 7.25 $Floor2
node 80002 5.4 7.25 $Floor3
node 80003 5.4 7.25 $Floor4
node 80004 5.4 7.25 $Floor5

#Constraints for rigid diaphragm master nodes
#fix tag Dx Dy Dz Rx Ry Rz
fix 80000 0 0 1 1 1 0
fix 80001 0 0 1 1 1 0
fix 80002 0 0 1 1 1 0
fix 80003 0 0 1 1 1 0
fix 80004 0 0 1 1 1 0
```

Figura 33: Master Node (esquerda) e Diafragma Rígido (Direita)

### 3.4.6 Fundações

Visto que as condições do terreno são elegíveis a um solo tipo B, que é o terreno mais comum nesta zona, com o objetivo de simplificar, poder-se-á considerar as sapatas como encastramento perfeito. Deste modo, são definidas no modelo, pelo comando “fix”, as condições de apoio necessárias para cada nó. Isto significa que se impede os deslocamentos e rotações de todos os nós, correspondentes à conta da fundação, como se pode observar na Figura 34.

```
#Boundary Conditions (Encastramento perfeito)

#fix tag node Dx Dy Dz Rx Ry Rz
fix 70101 1 1 1 1 1 1
```

Figura 34: Condições de apoio

### 3.4.7 Massa e Cargas gravíticas

Para inserir as massas correspondentes ao modelo do edifício, foram calculados os diferentes pesos dos elementos, laje, elementos estruturais e não estruturais, que, para simplificar, serão inseridos no modelo no nó correspondente ao centro de massa da laje, a partir do comando “mass”. Para determinar o peso volúmico de cada material, recorreu-se a tabelas técnicas e ao EC1 (NP EN 1991-1-1, 2005) para se poder estimar o peso total da estrutura. Na Tabela 7, encontram-se os valores de peso volúmico utilizados para o cálculo da massa total.

Ação	Peso
Betão Armado	25 KN/m <sup>3</sup>
Paredes de Alvenaria	1,8 KN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	2 KN/m <sup>2</sup>

Tabela 7: Pesos considerados para o cálculo da combinação sísmica

De acordo com EC8-1 (NP EN1998-1, 2010), a ação das cargas gravíticas foi determinada com a combinação da expressão (65).

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} * Q_k \quad (65)$$

Sendo que:

- $G_{k,j}$  - Valor característico da ação permanente;
- $Q_{k,i}$  - Valor característico da ação variável;
- $\psi_{E,i}$  - Coeficiente de combinação da ação variável, igual a 0,3.

Na Tabela 8, apresenta-se as medidas, pesos e inércias polares correspondentes a cada piso.

	Lx(m)	Ly(m)	Área(m <sup>2</sup> )	Peso Total (KN)	Peso Total (Ton)	I <sub>p</sub> (ton.m <sup>2</sup> )
1º	10,8	14,5	156,6	1439,9	146,8	3998,3
2º	10,8	14,5	156,6	1546,1	157,6	4293,2
3º	10,8	14,5	156,6	1542,3	157,2	4282,8
4º	10,8	14,5	156,6	1536,7	156,6	4267,2
5º	10,8	14,5	156,6	1220,2	124,4	3388,4

Tabela 8: Características de cada piso

Para se inserir as cargas gravíticas, para a avaliação de segurança do edifício, aplicam-se os valores correspondentes a cada pilar *pelo comando Load*, calculados a partir dos valores apresentados na Tabela 8 e da área de influência de cada um.

## 4. Caracterização Dinâmica e Análise Sísmica do Edifício

### 4.1 Introdução

A calibração do modelo numérico do edifício no programa *OpenSees* foi feita por comparação com os resultados das análises gravítica e modal obtidos, respetivamente, com cálculo preliminar a partir da relação da área de influência de cada pilar o peso respetivo do edifício, e com o *SAP2000*.

Os esforços, em particular o esforço axial, foram calculados analiticamente, e comparados com os resultados dados pelo programa *OpenSees*. Os possíveis erros de modelação, na ligação dos elementos ou nós, ou orientação de cada elemento, foram identificados por comparação dos valores dos esforços obtidos pelo cálculo analítico das cargas gravíticas e *OpenSees*. Procedeu-se desta forma porque este programa não é interativo com o utilizador, como se pode observar na Figura 35, é impossível de visualizar as espessuras dos elementos considerados ou a sua orientação.

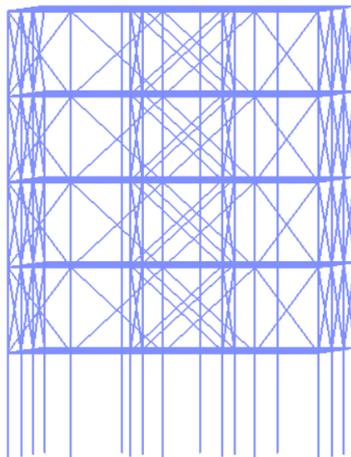


Figura 35: Modelo estrutural com piso vazado em "OpenSees"

A calibração do modelo numérico, através da análise modal, foi feita comparando os resultados obtidos pelo *OpenSees* e pelo *SAP* para dois tipos modelos: uma análise com o modelo da estrutura de betão sem paredes de alvenaria e outra análise com a estrutura de betão e paredes de alvenaria exceto no rés-do chão (piso vazado). Assim, os valores de períodos, frequências, participações de massa e os seus respetivos modos de vibração, foram analisados no *OpenSees*, para ambos os modelos de plasticidade concentrada e distribuída, e comparados com os valores obtidos programa *SAP2000*.

Os valores estarão apresentados nos seguintes subcapítulos.

Neste sentido, será também feita a comparação dos dois modelos numéricos para a definição dos elementos, plasticidade concentrada e distribuída, com os valores da curva de capacidade, na qual depois se prosseguirá pela plasticidade concentrada pelo "OpenSees", para o reforço do edifício, apresentado no capítulo 5.

## 4.2 Análise Modal

### 4.2.1 Sem paredes de alvenaria

Espera-se que, para estas três análises (*OpenSees* com modelos de plasticidade concentrada e distribuída (PC e PD) e SAP2000 com modelos de plasticidade concentrada (SAP2000)), os modos de vibração sejam os mesmos, podendo existir pequenas diferenças no valor de período, sendo as mesmas justificadas neste capítulo.

Assim, começou-se por analisar o modelo do qual se pretende prosseguir com o reforço, que, para este caso, é modelo de plasticidade concentrada desenvolvido no *OpenSees*, e também o mais rígido. Tal deve-se às diferentes considerações que foram necessárias adotar para a sua modelação, das quais se destacam os nós rígidos. Nesta fase ainda não se consideraram as rótulas plásticas, uma vez que se trata apenas de um modelo de calibração, cuja influência é nula no comportamento elástico. Também é importante referir que os resultados da análise modal que serão utilizados para continuação deste estudo, serão os resultados do modelo com piso vazado incluindo as rótulas plásticas.

Os resultados para o modelo sem paredes de alvenaria encontram-se na Tabela 9. O modelo de plasticidade concentrada em comparação com o modelo de plasticidade distribuída, ambos no *OpenSees*, diferem na pormenorização da secção de cada elemento, visto que não é necessário inserir armadura no primeiro modelo, uma vez o comportamento hysterético do elemento é introduzido através das rótulas plásticas.

O modelo de plasticidade distribuída no *OpenSees* é muito semelhante ao modelo realizado pelo *SAP2000*. É de esperar que seja o segundo mais rígido, visto que, para esta análise, foi o único onde se pormenorizou a armadura de cada elemento e que os varões têm uma pequena influência nos resultados obtidos, como se pode confirmar na coluna "PD" da Tabela 9.

O modelo realizado com o *SAP2000* é o mais flexível porque se considerou a estrutura com o betão não armado, com o objetivo de averiguar qual o valor máximo a que o período poderia chegar. Com este modelo, chegou-se também à conclusão de que as outras modelações estariam próximas da realidade, visto que os valores para os três modelos são todos muito próximos, como se pode confirmar na Tabela 9. As participações de massa por modo encontram-se no anexo C (Tabela 33 à Tabela 35).

Modo	PC		PD		SAP2000	
	T(seg)	f(Hz)	T(seg)	f(Hz)	T(seg)	f(Hz)
Translação em X	0,65	1,54	0,74	1,35	0,77	1,30
Translação em Y	0,52	1,93	0,58	1,72	0,63	1,59
Torção (Z)	0,45	2,20	0,52	1,91	0,59	1,69
Translação em X	0,21	4,70	0,25	3,94	0,26	3,83
Translação em Y	0,16	6,13	0,18	5,44	0,20	5,09
Torção (Z)	0,15	6,85	0,17	5,83	0,19	5,22

Tabela 9: Períodos e frequências dos modelos sem paredes

O primeiro modo de vibração obtido está em concordância com o previsto, isto é, na direção X, que é menos rígida, uma vez que os pilares estão todos orientados em Y, como se pode observar na Figura 25.

#### 4.2.2 Piso vazado

O modelo do edifício, objeto deste estudo, é um modelo com a estrutura de betão indicada na Figura 25 e paredes de alvenaria em todos os pisos, exceto no rés-do chão, designado por modelo de piso vazado. Como referido anteriormente, a calibração deste modelo também foi feita com base nos resultados da análise modal realizada com modelos de plasticidade concentrada e distribuída no *OpenSees* e com o modelo desenvolvido no SAP2000.

Estes três modelos têm valores muito semelhantes, apesar do modelo por plasticidade concentrada ter umas ligeiras diferenças no período e, conseqüentemente, na frequência, o que torna este modelo mais flexível. Isto deve-se às diferenças adotadas para cada modelação, dos quais se devem destacar a inexistência de armadura e o comprimento de rótula plástica.

Analisando a Tabela 10 e a Tabela 11, é possível concluir que o primeiro modo de vibração é em X, como esperado, visto que a menor rigidez dos elementos é nesta direção. Nota-se ainda, que neste modelo não foram consideradas paredes de alvenaria na fachada de tardoz, por causa da dimensão das aberturas correspondentes às janelas, que não têm influência estrutural, o que torna este modo ainda mais flexível.

Observando a Figura 32 apresentada anteriormente, entendemos que, com a inserção das paredes de alvenaria no modelo, o edifício apresenta uma considerável assimetria na direção X. Esta assimetria criada pelas paredes de alvenaria tem como consequência a mudança do segundo modo de vibração para o de torção.

Por fim, temos o modo de vibração em Y, que, como se pode confirmar na Tabela 10, é o mais rígido. Nesta direção verifica-se maior rigidez dos elementos verticais, simetria e continuidade dos alinhamentos de paredes de alvenaria.

Modo	PC		PD		SAP2000	
	T(seg)	f(Hz)	T(seg)	f(Hz)	T(seg)	f(Hz)
Translação em X (Figura 63)	0,70	1,43	0,59	1,70	0,60	1,67
Torção (Z) (Figura 64)	0,45	2,22	0,37	2,69	0,42	2,38
Translação em Y (Figura 65)	0,43	2,33	0,32	3,12	0,40	2,50

Tabela 10: Período e frequência dos modelos com piso vazado

Modo	Participação modal de massa								
	PC			PD			SAP2000		
	X (%)	Y (%)	Z (%)	X (%)	Y (%)	Z (%)	X (%)	Y (%)	Z (%)
Translação em X	98,9	0,0	0,1	99,0	0,0	0,1	94,5	0,0	0,1
Torção (Z)	0,1	0,0	99,5	0,1	0,0	99,5	0,1	0,0	96,0
Translação em Y	0,0	99,2	0,0	0,0	99,3	0,0	0,0	95,0	0,0

Tabela 11: Participação modal de massa dos modelos com piso vazado

Comparando o modelo sem paredes (Tabela 9) com modelo de piso vazado (Tabela 10), repara-se que existe uma diminuição no período e, conseqüentemente, um aumento na frequência. Embora exista um aumento de rigidez, a diferença não é muito acentuada. Isto acontece devido à maior concentração de deslocamentos no rés-

do-chão, enquanto os pisos superiores apresentam, principalmente, uma translação de corpo rígido. Neste tipo de edifícios é possível que a rotura dos elementos do rés-do-chão ocorra antes do colapso das paredes de alvenaria dos pisos superiores, visto que os elementos estruturais são muito esbeltos com deslocamentos muito elevados.

### 4.3 Curvas de capacidade resistente

De acordo com o que foi referido no subcapítulo 2.4 e na secção 8 do subcapítulo 3.2, o edifício foi sujeito a uma análise não linear estática espacial tendo em conta os dois tipos de carregamento: uniforme e modal. Deste modo, devemos prosseguir com o mais condicionante, tanto no sentido negativo, como no positivo das duas direções horizontais, considerando ainda a excentricidade acidental (NP EN1998-1, 2010). Apesar de um edifício ser simétrico nas duas direções, poderá fazer-se a análise apenas num dos sentidos e, por simetria, fazer-se o reforço dos pilares.

A distribuição uniforme de cargas corresponde a forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme) e a distribuição modal corresponde a forças laterais proporcionais às forças de inércia correspondentes aos modos de translação fundamentais na direção considerada, determinados na análise modal. Estas cargas deverão ser aplicadas no centro de gravidade de cada piso.

A distribuição de forças laterais proporcionais às forças de inércia corresponde aos modos de translação fundamentais na direção considerada, determinados na análise modal.

Estas curvas de capacidade são apresentadas em termos de força basal e deslocamento de topo. O deslocamento é correspondente ao centro geométrico do último piso.

#### 4.3.1 Análise na direção X

Como referido no início deste capítulo, na Figura 36, são apresentadas as curvas de capacidade na direção X (Figura 25) para os três modelos desenvolvidos. Por conseguinte, é possível entender que existem algumas desigualdades entre as diferentes curvas. Como se pôde observar na Tabela 10, as rigidezes dos modelos diferem ligeiramente, o que também é notório nas curvas de capacidade. No mesmo sentido, é possível também constatar que, após a cedência, as forças máximas das curvas (resistência) também apresentam algumas diferenças.

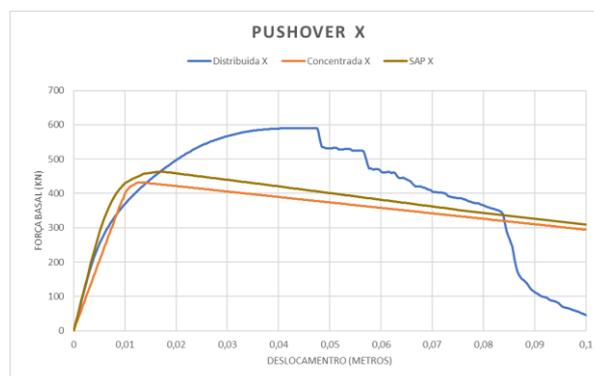


Figura 36: Comparação dos modelos pela curva de capacidade na direção X

Das diferentes considerações tomadas, destacam-se a utilização de valores médios e a influência de cada material.

Começando pela plasticidade concentrada no “*OpenSees*”, foi necessário calcular as rótulas plásticas para se inserir no modelo. Os valores considerados para o valor de esforço axial são médios, isto é, não está a ser considerado o aumento ou decréscimo deste esforço devido à ocorrência sísmica. Como não se insere armadura nos elementos, na medida em que o comportamento hysterético dos materiais é inserido nas rótulas plásticas, não se toma partido das diferentes propriedades dos materiais. De facto, o aço e o betão, têm propriedades e comportamentos diferentes, aquando da ação sísmica. Como explicado anteriormente, o comportamento das rótulas plásticas é definido a partir de uma curva trilinear, com relação momento-curvatura. Estes três pontos correspondem à cedência, máximo e último e, como apresentado na equação (35), para se ter em conta as tensões últimas dos materiais, multiplica-se o momento de cedência por 1,13, como em (Haselton et al., 2016).

Em contrapartida, para a plasticidade distribuída e para o *SAP2000*, os esforços utilizados para o cálculo da relação hysterética das rótulas plásticas já têm em conta a influência da ocorrência sísmica, isto é, o esforço axial real, pelo que alguns pilares possam chegar à plastificação posteriormente.

A influência do comportamento de cada material também é tida em conta na plasticidade distribuída.

Na mesma figura, na curva de capacidade para a plasticidade distribuída, é possível observar a perda de resistência após colapso de elementos (estruturais e/ou não estruturais), o que não é visível para a plasticidade concentrada nem pelo *OpenSees*, nem pelo *SAP2000*.

O comprimento de rótula plástica também poderá influenciar as curvas de capacidade, visto que, no modelo pelo *SAP2000*, é definido pelo utilizador o comprimento da rótula e, no modelo pelo *OpenSees*, o utilizador não consegue adotar esse comprimento.

Devido à simetria da estrutura, aplicando o carregamento no sentido negativo e positivo da direção, concluiu-se que as curvas de capacidade ficam sobrepostas.

É possível antever qual o carregamento condicionante pela curva *pushover*, ou seja, o carregamento que tiver menor resistência inicial e eventualmente menor capacidade de deformação, provavelmente, será o condicionante. Neste caso, o carregamento provável de ser o mais desfavorável é o modal, como se pode confirmar na Figura 37.

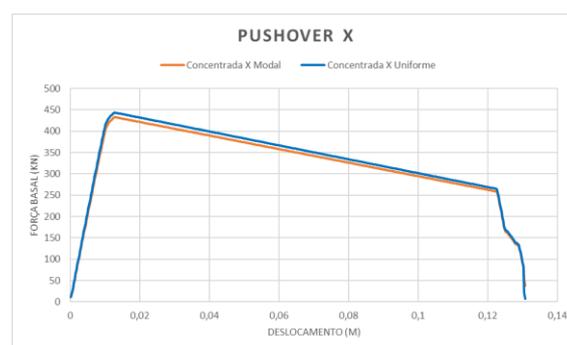


Figura 37: Curva pushover na direção X para os diferentes carregamentos

### 4.3.2 Análise na direção Y

No estudo da análise modal, concluiu-se que a direção de Y era a mais rígida, pelo que a curva de capacidade tem de representar o mesmo. Como se pode confirmar na Figura 38, percebemos que, na fase inicial (elástica) se tem uma maior força basal para deslocamentos semelhantes, conseqüentemente, leva a uma rigidez superior. No anexo C, Figura 66, apresenta-se a comparação entre as duas direções da curva de capacidade.

Nesta direção repete-se a ordem de rigidez da análise modal e da curva de capacidade na direção X. Para este caso, a sobreposição das curvas é superior, uma vez que, nesta direção, existem quatro pilares com grande inércia que condicionam o comportamento do edifício nesta direção, visto corresponderem a mais de 50% da rigidez da estrutura nesta direção.

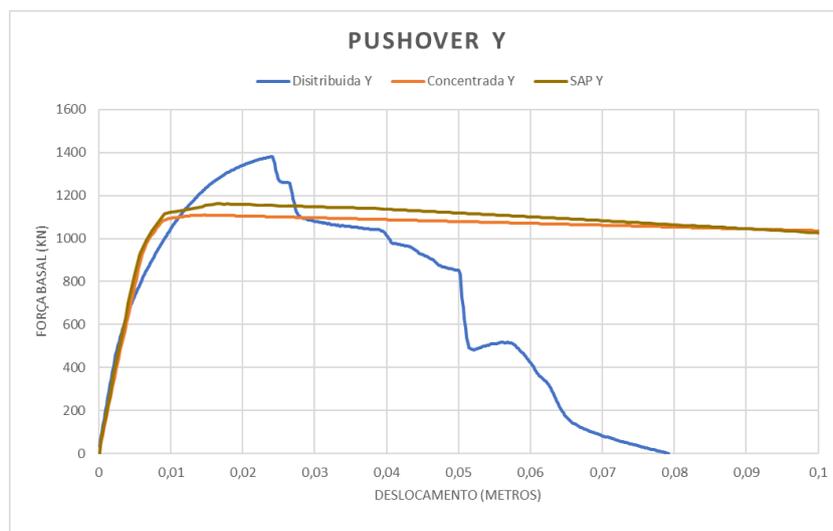


Figura 38: Comparação dos modelos pela curva de capacidade na direção Y

As diferenças para as curvas dos três modelos são semelhantes às indicadas para a direção X. Nesta direção é possível ver na curva para a plasticidade distribuída a influência da rigidez antes e após colapso das mesmas.

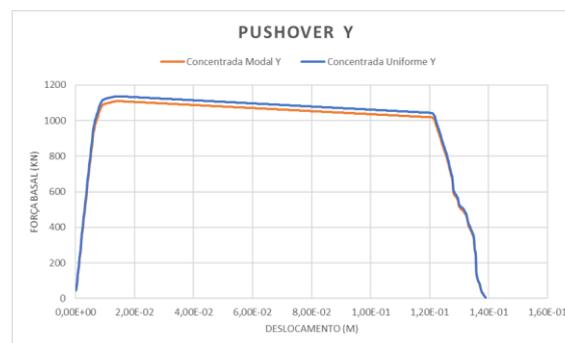


Figura 39: Curva pushover na direção Y para os diferentes carregamentos

Analisando a Figura 39, concluímos que, também nesta direção, o carregamento mais provável de ser o condicionante é o modal, visto que os valores de força basal são menores que o carregamento uniforme, e a capacidade de deformação são semelhantes.

### 4.3.3 Conclusões entre os três modelos

Entre os três modelos apresentados, é possível chegar a algumas conclusões das curvas de capacidade apresentadas nas duas direções.

Os modelos de plasticidade concentrada levam a menores valores resistentes que os da plasticidade distribuída, com capacidade de deformação semelhante, estando, por isso, do lado da segurança.

Na plasticidade concentrada é necessário definir, nos elementos, a zona crítica do pilar, ou seja, a rótula plástica, que não é definida para a distribuída, o que leva a que a secção de plastificação do elemento não tenha de ser pré-definida no modelo de plasticidade distribuída. Isto é importante para os elementos que são intersecionados por outros, como o caso de vigas a descarregar em vigas ou a modelação das escadas do edifício.

Pelo modelo apresentado, modelado por plasticidade distribuída, o facto de se conseguir visualizar a degradação de resistência após colapso de elementos (estruturais ou não estruturais), é também um fator importante numa avaliação sísmica. Visto que não será abordado nesta dissertação os tipos de rotura de paredes de alvenaria, aconselha-se o seguinte artigo (Ramos et al., 2015), que contempla este assunto.

Os modelos de plasticidade concentrada com o SAP2000 e o *OpenSees* também apresentam pequenas diferenças, que desencadeiam o pequeno contraste que se observa na Figura 36 e Figura 38. Estas diferenças correspondem ao cálculo feito pelo programa (SAP2000) do comportamento monotónico do elemento a partir da pormenorização da secção e das propriedades dos materiais.

Assim, as principais diferenças entre os dois modelos e a plasticidade concentrada no *OpenSees* são:

- Cálculo da relação momento-rotação com esforço axial médio;
- Cálculo do momento máximo a partir do momento de cedência (expressão (35)), não considerando a força última do aço (que corresponde a 1,28 vezes a força média de cedência à tração do aço);
- Comprimento de rótula plástica que, para o modelo criado em *OpenSees*, não foi possível de controlar;
- Tomar máximo partido do comportamento dos materiais, visto que tanto o betão como o aço têm comportamentos muito diferentes.

Assim, o modelo que melhor simula a realidade do comportamento de um edifício em ocorrência sísmica será o modelo de plasticidade distribuída. Por outro lado, o modelo definido por plasticidade concentrada pelo *OpenSees* estará do lado de segurança, dado que tem o menor valor de força basal.

#### 4.4 Definição da ação sísmica

Com o objetivo de realizar a avaliação de segurança do edifício, é essencial definir a ação sísmica através de um espectro de resposta elástico, que representa a aceleração na superfície do terreno, conforme apresentado no subcapítulo 2.3. As expressões (66) à (69) são utilizadas para definir o espectro de resposta elástica para as componentes horizontais da ação sísmica,  $S_e(T)$ .

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (66)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (67)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (68)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (69)$$

Em que:

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

O espectro de resposta elástica foi definido, de acordo com o EC8-1 – Anexo Nacional (Anexo A), (NP EN1998-1, 2010), para um edifício localizado em Lisboa com um terreno do tipo B, Tabela 12.

Parâmetros	$S_{máx}$	$S$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	$a_{gr}(m/s^2)$	$\eta$	$\gamma_I$
Sismo tipo 1	1,35	1,292	0,1	0,6	2,0	1,5	1	1
Sismo tipo 2	1,35	1,268	0,1	0,25	2,0	1,7	1	1

Tabela 12: Parâmetros dos dois tipos de sismo

No caso deste edifício apenas são consideradas as equações (67) e (68) para o cálculo do espectro de resposta.

O espectro de resposta elástico de deslocamento,  $S_{De}(T)$ , deve ser obtido por transformação direta do espectro de resposta elástica, utilizando a equação (70), de forma a obter o deslocamento alvo.

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (70)$$

O tipo de sismo a utilizar para a avaliação de segurança deverá ser o mais condicionante. Neste caso acabou por ser o tipo 1 o carregamento condicionante, visto levar a maiores valores do deslocamento alvo, Tabela 13. O deslocamento alvo foi calculado conforme o método N2, como referenciado na secção 2.4.3

	Deslocamento Alvo (m)	
	Tipo 1	Tipo 2
X	0,068	0,032
Y	0,032	0,016

Tabela 13: Deslocamento alvo para os dois tipos de sismo

## 5. Avaliação de segurança e reforço do edifício representativo

### 5.1 Introdução

Um dos principais objetivos da presente dissertação é o reforço de um edifício tipo de betão armado de Lisboa. Existem dois tipos de hipóteses de reforço estrutural que dependem do tipo de intervenção:

- I. Abordagem local, com o objetivo de aumentar a capacidade de deformação e resistente dos elementos;
- II. Abordagem global à estrutura do edifício, visando a diminuição das exigências sísmicas.

Destes dois tipos de intervenção, destacam-se o reforço por encamisamento de elementos (local), o reforço dos nós por esquadros metálicos (local), a aplicação de contraventamentos metálicos (global), aplicação de paredes resistentes (global) e, como melhor solução, o isolamento base (global), aconselha-se o seguinte artigo (Costa et al., 2013), com um caso prático real e algumas das soluções de reforço referidas. O tipo de reforço global pode implicar ao reforço das fundações.

Para edifícios residenciais, a melhor opção corresponde à intervenção local, visto que são processos que não necessitam de transformar o sistema estrutural global, que não obrigam a desocupação total do edifício e são de maior rapidez de execução.

Neste tipo de edifícios, a estratégia de reforço mais comum é o encamisamento, que pode ser feito com betão, com FRP's ou por chapas metálicas. Para uma otimização do reforço, deveria ser feita uma análise custo-benefício, de modo a perceber qual o mais rentável. Contudo, uma vez que são edifícios habitacionais, é também interessante que o processo de reforço seja otimizado em termos de tempo de trabalho, que corresponde ao tempo de desocupação de um andar. Para além disso, é importante considerar que o processo de reforço estrutural possa ser executado com o mínimo de ruído e vibrações, uma vez que o edifício permanece habitado durante este processo.

Deste modo, para atender a estas necessidades, serão utilizados os polímeros reforçados com fibras (FRP-*Fiber Reinforced Polymer*), cujas vantagens estarão detalhadas no subcapítulo 5.3.

Na Figura 40 é possível observar o reforço por fibras de carbono em elementos de betão armado, pilar e viga, respetivamente.

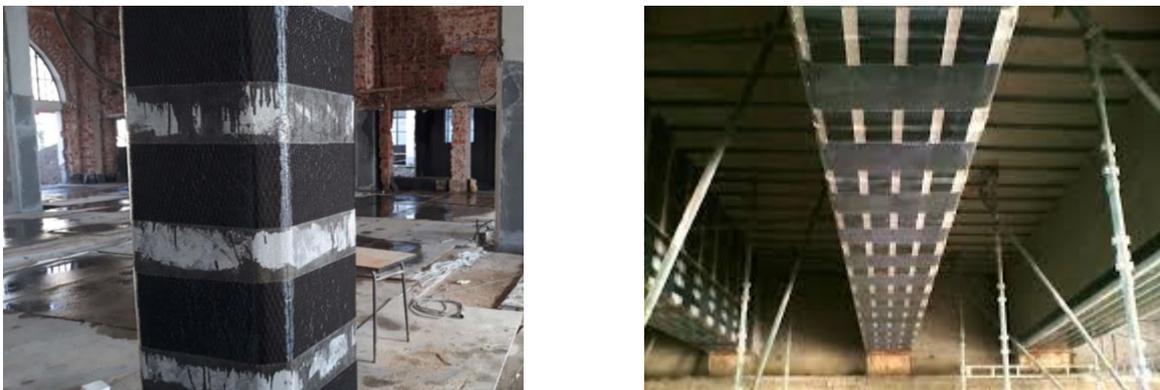


Figura 40: Utilização de FRP's em Pilar (esquerda) [(S&P, 2023)] e Viga (direita) [(Cruz, 2012)]

## 5.2 Avaliação de segurança

Como referido anteriormente, para avaliar o carregamento condicionante, é necessário comparar o deslocamento alvo da estrutura para o sismo definido para o estado limite em análise, com a capacidade de deformação da estrutura para o estado limite. Como as curvas de capacidade são semelhantes, e consequentemente o deslocamento correspondente ao estado limite de danos severos, o deslocamento alvo (muito influenciado pela rigidez inicial) é que vai condicionar o carregamento condicionante.

O deslocamento alvo foi determinado de acordo com o método N2, como referido na secção 2.4.3. A representação das curvas para um grau de liberdade, bilinear e os respetivos deslocamentos, correspondem à Figura 67 e Figura 68, apresentadas no anexo D.

Como se pode confirmar na Tabela 14, o carregamento que traduz um maior deslocamento alvo, é o modal, como esperado, sendo então a mais condicionante. Todos os valores apresentados a partir deste ponto serão com um carregamento modal.

	Deslocamento Alvo (m)	
	Modal	Uniforme
X	0,068	0,067
Y	0,032	0,031

Tabela 14: Comparação do deslocamento alvo do carregamento modal e uniforme

Para a avaliação da segurança do edifício, apresenta-se na Figura 41 a curva de capacidade com os respetivos pontos relativos à segurança estrutural: o deslocamento alvo, o mecanismo frágil e o mecanismo dúctil. Para a verificação de segurança, é essencial que o ponto de deslocamento alvo anteceda os pontos correspondente aos dois mecanismos.

As curvas em X e Y estão apresentadas em diferentes gráficos no anexo D, Figura 69 e Figura 70.

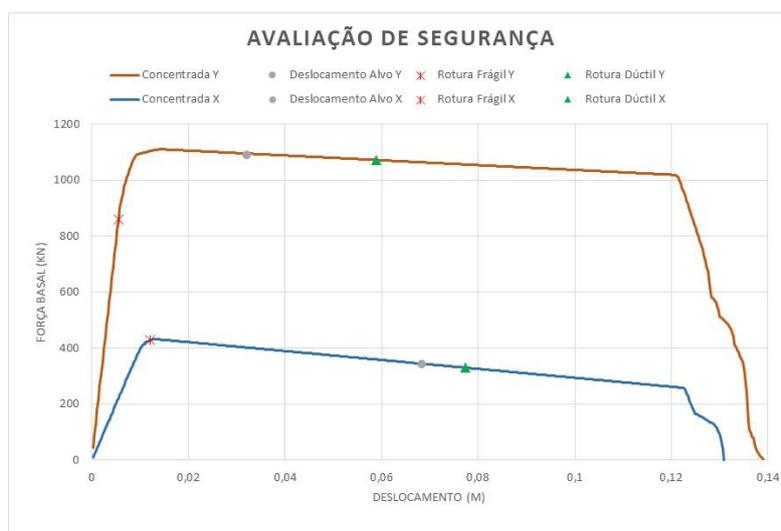


Figura 41: Avaliação de segurança do edifício

Presente na Tabela 15 e Tabela 16, encontram-se os deslocamentos e a respetiva força basal dos pontos apresentados na Figura 41.

	Deslocamento Alvo	Rotura Frágil	Mecanismo Dúctil
Deslocamento (m)	0,068	0,012	0,077
Força (kN)	346	428	330

Tabela 15: Deslocamentos e respetivas forças para análise na direção X

	Deslocamento Alvo	Rotura Frágil	Mecanismo Dúctil
Deslocamento (m)	0,032	0,005	0,059
Força (kN)	1088	859	1072

Tabela 16: Deslocamentos e respetivas forças para a análise na direção Y

Analisando a mesma figura, entende-se que a rotura frágil está comprometida em ambas as direções, ou seja, existe pelo menos um elemento onde o esforço transversal atuante é superior ao resistente, calculado a partir da equação (8), pelo que será necessário reforçar este edifício ao corte. É importante evidenciar que, durante a avaliação do edifício, assim que ocorra o colapso do primeiro pilar, o programa considera os esforços nesse ponto, podendo ainda não ter chegado aos esforços máximos num elemento, o que pode levar a que seja necessário avaliar o edifício após o reforço, podendo ter de se repetir este processo sistematicamente até a segurança estar garantida.

O mecanismo dúctil aparece após o deslocamento alvo, o que significa que não será necessário aumentar a capacidade de deformação dos elementos. Apesar de não ser necessário o reforço, o valor de rotação última resistente poderá aumentar, dependendo da consideração de colocação da manta de FRP, de modo a verificar a outra rotura frágil.

Observando a Figura 42, a vermelho, encontram-se os pilares que atingem primeiro a rotura frágil, após a primeira avaliação.

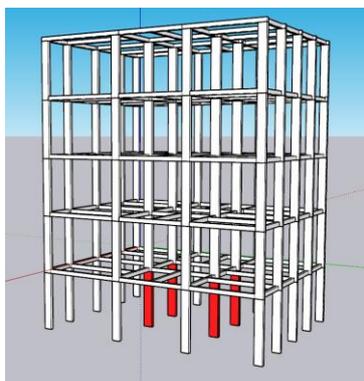


Figura 42: Disposição da rotura frágil dos pilares após primeira avaliação

Nas duas direções, os pilares que precisam de reforço são os de maior rigidez inicial. Esta rotura é frágil, visto que o deslocamento dúctil se encontra após o deslocamento alvo. Seguindo as equações anteriormente apresentadas, equação (8) (frágil) e (11) (dúctil), na Tabela 17 e Tabela 18, apresenta-se um exemplo de verificação para cada tipo de pilar: comum e de maior dimensão. Os valores para os restantes pilares, estão dispostos no anexo D, Tabela 36 e Tabela 38 (que devem ser analisados de acordo com a numeração apresentada na Figura 71).

	Pilar Comum	Pilar Maior Dim.
$V_{ed}$ (kN)	15,33	46,12
$V_R$ (kN)	19,17	46,11
$V_{ed}/V_R$	0,80	1,00

Tabela 17: Exemplo de avaliação de esforço transversal em X

	Pilar Comum	Pilar Maior Dim.
$V_{ed}$ (kN)	24,82	128,10
$V_R$ (kN)	37,51	122,90
$V_{ed}/V_R$	0,66	1,04

Tabela 18: Exemplo de avaliação de esforço transversal em Y

Analisando as tabelas apresentadas, Tabela 17 e Tabela 18, respetivamente na direção X e Y, tem-se a confirmação da ilustração apresentada na Figura 42. De facto, na primeira iteração, a rotura só existe nos pilares de maior dimensão. Para verificação de segurança ao corte, como referido anteriormente pela expressão (1), é necessário que a resistência do elemento seja superior ao esforço atuante.

Como também já mencionado anteriormente, não será necessário aumentar a ductilidade do edifício, visto que o deslocamento correspondente ao estado limite de danos severos se encontra após o deslocamento alvo. Os valores apresentados nas seguintes tabelas, Tabela 19 e Tabela 20, são referentes ao deslocamento dúctil da Figura 41, na direção X e Y, respetivamente.

	Pilar Comum	Pilar Maior Dim.
$\theta_{ed}$ [rad]	0,018	0,018
$\theta_{um}$ [rad]	0,026	0,021
$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,69	0,88

Tabela 19: Exemplo de avaliação da rotação em X

	Pilar Comum	Pilar Maior Dim.
$\theta_{ed}$ [rad]	0,008	0,008
$\theta_{um}$ [rad]	0,022	0,016
$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,39	0,52

Tabela 20: Exemplo de avaliação da rotação em Y

Os valores de rotações atuantes apresentados nestas tabelas, foram retirados do programa de cálculo para os dois tipos de pilares, para o deslocamento correspondente ao deslocamento alvo, de modo a mostrar que os elementos verificam o mecanismo dúctil. Ou seja, visto que todos os valores apresentados no anexo D, na Tabela 37 e Tabela 39 (que devem ser analisados de acordo com a numeração apresentada na Figura 71), são menores que três quartos da rotação última, como apresentado na equação (2), esta condição está verificada. Esta rotação é calculada conforme apresentado na secção 2.3.2, respetivamente a expressão (11).

O material que será utilizado para reforço será o CFRP, como referido anteriormente. Nas seguintes secções, serão esclarecidas as considerações tomadas para este material, que se relacionam com o incremento de resistência que este material afere ao elemento, o que depende das equações apresentadas na secção 1 do subcapítulo 5.3.

### 5.3 FRP (*Fiber Reinforced Polymer*)

O FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) é um material compósito, constituído por fibras com uma elevada resistência à tração, cuja ligação ao betão é feita através de uma resina polimérica (epóxi). Os tipos de fibras mais usuais são as de carbono (CFRP), vidro (GDRP) e de aramido (AFRP).

Na presente dissertação, serão utilizadas as fibras de carbono com as propriedades apresentadas na Tabela 21, obtidas a partir da ficha técnica da empresa S&P Portugal (S&P, 2023).

CFRP	
Força de resistência à tração [Mpa]	4400
Alongamento à rotura	0,018
Módulo de Elasticidade [Mpa]	240000
Espessura [m]	0,000113
Raio mínimo [m]	0,025
Alongamento equivalente a $\epsilon=0,6\%$	0,0108
Peso da fibra longitudinal [g/m <sup>2</sup> ]	200

Tabela 21: Propriedades do CRFP

Como referido anteriormente, apresentam-se os prós e contras do material a utilizar, que podem impedir a utilização dos FRP's em certos elementos.

Vantagens:

- Confere confinamento ao elemento original;
- Proporciona um aumento de resistência à flexão e ao corte;
- Material leve e com alta resistência;
- Resistência à corrosão;
- Aplicação simples, rápida e flexível;
- Impacto mínimo na ocupação do edifício;
- Instalação com baixo ruído e vibrações.

Desvantagens:

- Fraca resistência ao fogo;
- Pode sofrer degradação precoce se forem expostas a temperaturas elevadas;
- Necessária mão de obra especializada.

Sugere-se a aplicação do FRP, a fim de otimizar o aproveitamento deste material:

- Em secções retangulares, os cantos deverão ser arredondados num raio mínimo de 15-30 mm, para evitar concentrações de tensões demasiado elevadas nestes pontos. Quanto maior foi o raio de arredondamento dos cantos, mais eficaz é o confinamento em planta;
- O encamisamento deverá começar/terminar a cerca de 10-15 mm da secção de extremidade do elemento, de forma a evitar um aumento de capacidade à flexão, que por sua vez possibilita a existência de esforços de corte mais elevados no elemento;
- Em pilares, o FRP deverá ser colocado com as fibras orientadas perpendicularmente ao eixo do elemento.

### 5.3.1 Resistência de elementos de BA reforçados com FRP

As fórmulas utilizadas para o cálculo da resistência deferida por este tipo de reforço estão propostas no Anexo A do EC8-3 (NP EN1998-3, 2017).

Para a rotação última, o aumento devido ao confinamento do elemento por FRP's, é dado pela equação (71), equivalente à expressão apresentada na secção 2.3.2, mas com o incremento do efeito do reforço adotado.

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{0,0145}{Y_{el}} * 0,25^v \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} f_c^{0,2} \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} + \alpha_{pf} \frac{f_{f,e}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad (71)$$

Onde:

- $\alpha = 1 - \frac{1}{3} * \left[ \frac{(b-2R)^2 + (h-2R)^2}{bh} \right]$ , corresponde ao coeficiente de eficácia de confinamento;
- $\rho_f = 2 * \frac{t_f}{b_w}$ , corresponde à taxa volumétrica de FRP, na direção paralela à do carregamento;
- $f_{f,e} = \min(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) * \left[ 1 - 0,7 \min(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) * \frac{\rho_f}{f_c} \right]$ , corresponde à tensão efetiva.

Para o esforço transversal resistente, o aumento advém da resistência ao corte da manta de FRP, devendo somar este incremento ao esforço transversal resistente, calculado anteriormente a partir da equação (8), visto ser a mais condicionante. A expressão a seguir para o cálculo deste incremento é dado pela expressão (72), quando o encamisamento é total, num comprimento pelo menos igual à altura do elemento.

$$V_{w,f} = 0,5 * \rho_f * b_w * z * f_{u,f,d} \quad (72)$$

Para se considerar o incremento de reforço na relação momento-rotação, seguiu-se as equações apresentadas em (I. Sousa et al., 2022). Para o cálculo do momento máximo deve seguir-se a equação (73), que, conseqüentemente, faz aumentar o momento último, como apresentado na expressão (37). Para o reforço adotado, esta expressão providenciará um incremento na ductilidade global do edifício, que será visível nas curvas de capacidade apresentadas na próxima secção.

$$M_{máx} = 1,19 * M_y \quad (73)$$

Para o cálculo da rotação máxima e rotação última deve-se seguir as equações (74) e (75), respetivamente. Estas expressões variam com o valor de esforço axial reduzido em cada elemento. As expressões apresentadas são aplicáveis somente para valores pertencentes ao intervalo entre 0,1 e 0,25. Para valores fora deste intervalo, devem-se seguir as expressões apresentadas em (I. Sousa et al., 2022), que não têm em consideração a degradação por esforço transversal, como modelado em *OpenSees*.

$$\theta_{cap,pl} = 0,05 * 0,12^v * 3,18^{0,01f_c} * 0,42^{10\rho_{tot}} * \rho_{eff}^{0,08} * 1,26^{L_s} \quad (74)$$

$$\theta_{pc} = 0,11 * 1,07^v * 1,89^{0,01f_c} * 0,54^{10\rho_{tot}} * \rho_{eff}^{0,06} * 0,97^{L_s} \quad (75)$$

### 5.3.2 Apresentação dos resultados após reforço

O reforço de um edifício é um processo iterativo, isto é, inicialmente, é necessário reforçar os primeiros pilares a chegar à rotura, modelar os elementos reforçados para se obter uma nova curva de capacidade e reavaliar a segurança do edifício. Este procedimento deve ser repetido até os deslocamentos de rotura frágil e dúctil se encontrarem após o deslocamento alvo.

Como referido anteriormente, o reforço será feito por mantas de CFRP. Estas mantas colocadas em redor do pilar amplificam a rotação última, equação (71), e o esforço transversal resistente, como apresentado na expressão (76). A colocação da manta também influencia a ductilidade dos elementos e, consequentemente, a ductilidade global do edifício. É esperado que o edifício alcance maiores deslocamentos antes de formar mecanismo na estrutura, como se pode observar nas Figura 43, para a direção X (esquerda) e Y (direita).

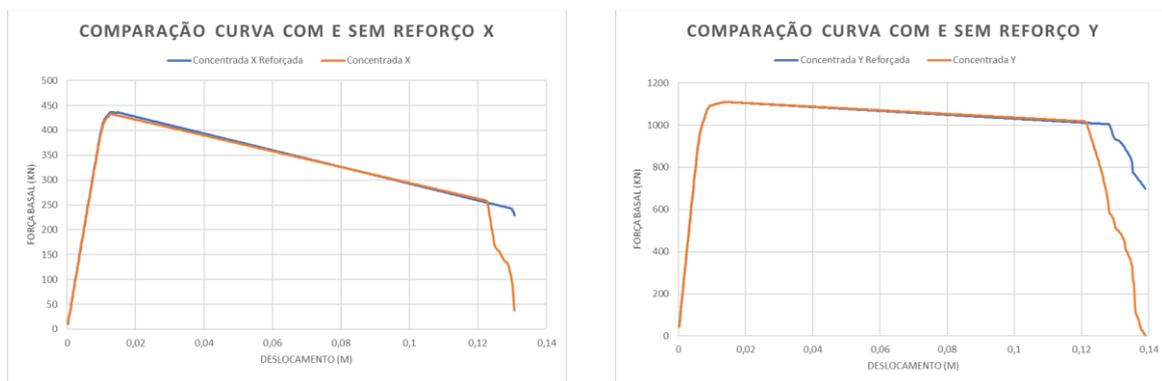


Figura 43: Comparação das curvas de capacidade com e sem reforço

Repetindo o método N2 para as curvas reforçadas, como apresentado anteriormente, volta-se a calcular o deslocamento alvo e inserem-se os deslocamentos dos mecanismos, de modo a confirmar se o primeiro a surgir na curva é o deslocamento alvo, como se pode observar na Figura 44.

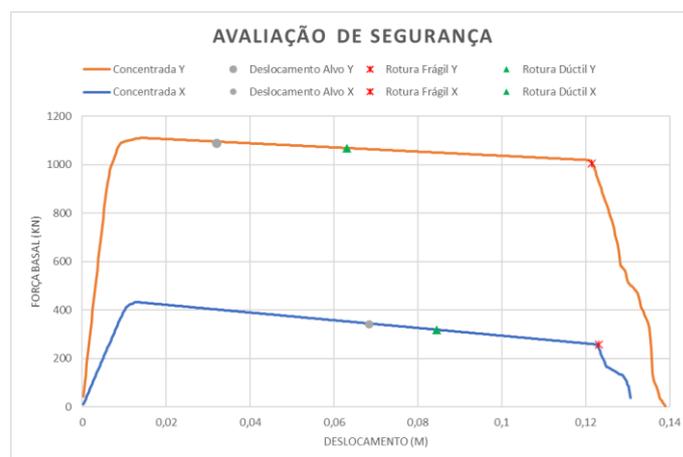


Figura 44: Curvas de capacidade após reforço, com os respetivos deslocamentos

Foi necessário reduzir as coordenadas do deslocamento de rotura frágil, uma vez que se percebeu que este deslocamento, estaria após o mecanismo do edifício, concluindo-se que seria incoerente colocar esse deslocamento no último troço da curva trilinear.

Os deslocamentos referentes a cada curva de capacidade estão apresentados na Tabela 22 e Tabela 23.

	Alvo	Mecanismo Frágil	Mecanismo Dúctil
Deslocamento (m)	0,068	0,123	0,084
Força (kN)	343	257	319

Tabela 22: Deslocamentos referentes à curva de capacidade na direção X, após reforço

	Alvo	Mecanismo Frágil	Mecanismo Dúctil
Deslocamento (m)	0,032	0,121	0,063
Força (kN)	1088	1003	1065

Tabela 23: Deslocamentos referentes à curva de capacidade na direção Y, após reforço

Para este edifício, após reforço do mesmo, voltou-se a avaliar a segurança para se perceber se era necessário voltar a reforçar os quatro pilares ou se existiria rotura noutra pilar. O principal problema correspondia à rotura ao corte e efetivamente verificou-se que, estas mantas adicionam uma grande resistência ao esforço transversal (como se consegue perceber comparando a Tabela 17 e Tabela 18 com a Tabela 24), sendo uma ótima solução. Os quatro pilares verificaram a segurança e os restantes acabaram por não ter necessidade de reforço, sendo assim, ficou terminado o reforço dos elementos verticais.

Um exemplo das verificações para o pilar de maior dimensão após reforço, estão apresentados na Tabela 24.

	X	Y
$\theta_{ed}$ (rad)	0,018	0,008
$\theta_{um}$ (rad)	0,025	0,017
$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,72	0,49

	X	Y
$V_{ed}$ (kN)	47,69	128,10
$V_{Rd}$ (kN)	102,2	241,30
$V_{ed}/V_{Rd}$	0,47	0,53

Tabela 24: Mecanismo dúctil (Esquerda) e Mecanismo Frágil (Direita) do pilar de maior dimensão

O último processo para terminar o reforço de um edifício, será a avaliação dos nós de ligação viga-pilar. Como apresentado na secção seguinte.

### 5.3.3 Avaliação do nó viga-pilar após reforço

Como referido anteriormente, um dos objetivos após reforço seria averiguar se a ligação do nó viga-pilar seria condicionante neste tipo de edifícios. Para isso é necessário calcular os esforços atuantes e resistentes, segundo as equações (16) a (25), como apresentado na secção 2.3.2.

Não se fará uma solução de reforço para este caso, apenas serão apresentadas hipóteses de reforço, considerando que será necessário aumentar a resistência das ligações.

Os esforços atuantes, calculados a partir das equações (16) e (17), dependem, principalmente, da armadura longitudinal das vigas, de quantos elementos estão ligados ao nó e do esforço transversal acima do elemento durante a ocorrência sísmica. Os valores de esforços atuantes para dois pilares tipo, estão dispostos na Tabela 25.

		P. M. Dimensão				P. Comum	
		X	Y			X	Y
VC (kN)		46	128	VC (kN)		15	25
Vjhd (kN)		407	98	Vjhd (kN)		438	201

Tabela 25: Esforços atuantes de cálculo para verificação do nó

De seguida calcula-se a resistência do nó a partir das expressões (20) e (23), da qual se deve utilizar a mais condicionante. Estas expressões variam principalmente com a pormenorização do nó e com os materiais utilizados.

Os valores resistentes, calculados a partir dessas equações, estão apresentados na Tabela 26.

		P. M. Dimensão				P. Comum	
		X	Y			X	Y
Vjh,i (kN)		819	470	Vjh,i (kN)		644	158
Vjh,ii (kN)		325	732	Vjh,ii (kN)		213	339

Tabela 26: Esforços resistentes para verificação do nó

O valor resistente deverá ser o condicionante e, comparando os valores, conclui-se que a equação (18) não é verificada para nenhum dos tipos de pilar para vigas direcionadas em X e no pilar comum nas duas direções. Consequentemente, este tipo de edifícios necessita de reforço neste tipo de ligações.

Dois ótimas soluções de reforço de um nó de ligação viga-pilar são:

- i. Ligação da viga ao pilar por escoras metálicas (*haunch elements*), Figura 45;
- ii. Encamisamento do nó for FRP pelo exterior, Figura 46.

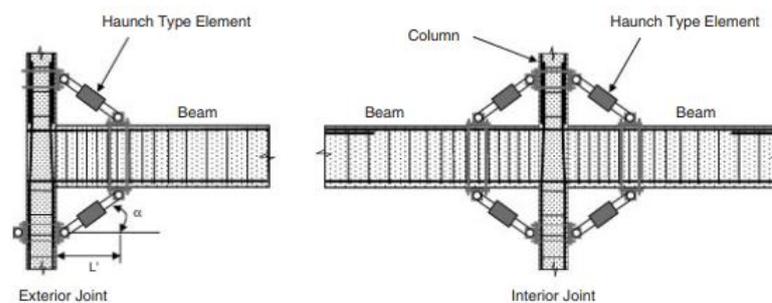


Figura 45: i. Solução de reforço por escoras metálicas (*Haunch Type Element*), (Pampanin, 2006)

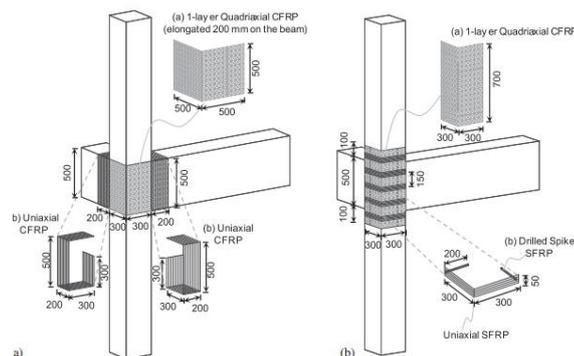


Figura 46: ii. Solução de reforço por FRP, (Risi et al., 2020)

O principal objetivo destas escoras metálicas (i) passa pela transmissão dos esforços diretamente do pilar para a viga sem passar pelo nó, afastando a rótula plástica da ligação ao nó e, subsequentemente, protegendo esta zona de possíveis fissurações prematuras e colapso, reduzindo os esforços atuantes nos nós.

O projeto de reforço consiste em dimensionar corretamente a geometria (distância e ângulo de colocação da escora), bem como a rigidez axial destes elementos, de modo que os esforços desenvolvidos próximos desta ligação sejam controlados, protegendo, assim, esta zona de uma possível rotura frágil. Para uma melhor compreensão e dimensionamento deste tipo de reforço, aconselha-se o seguinte artigo (Pampanin, 2006).

Os benefícios do FRP são equivalentes aos referidos anteriormente na utilização em elementos verticais, correspondendo estas vantagens, principalmente, ao aumento da resistência ao corte. Para uma melhor compreensão e cálculo do dimensionamento para este tipo de reforço, recomenda-se dois artigos de referência, (Del Vecchio et al., 2016) e (Risi et al., 2020).

Concluído o processo de reforço desta dissertação, foi possível perceber que, para um edifício que é representativo de um grande número de edifícios de Lisboa da época de construção de antes de 1970, o reforço dos pilares para esta estrutura é de reduzida dificuldade e pouco dispendioso. Ou seja, para que um edifício garanta a segurança durante a ocorrência sísmica, apenas tem de se reforçar um número reduzido de pilares. Para os nós de ligação viga-pilar, este reforço já é mais dispendioso, visto ser necessário reforçar a maior parte dos nós interiores respetivos aos pilares do primeiro piso, Figura 5.

Claro que cada edifício é um caso diferente e deverá ser feita a avaliação sísmica como apresentado nesta dissertação.

## 6. Análise comparativa de propostas para a definição da resistência ao corte - comparação de diferentes regulamentos sísmicos

### 6.1 Introdução

Neste capítulo, pretende-se comparar as propostas da definição do esforço transversal resistente preconizados em regulamentos sísmicos de seis países: Portugal, Grécia, Estados Unidos da América, Nova Zelândia, Itália e Turquia.

Este estudo tem como objetivo identificar as discrepâncias nas fórmulas que cada regulamento sísmico utiliza, bem como avaliar se o cálculo da capacidade resistente ao esforço transversal segundo o EC8 estará do lado de segurança, comparativamente com as outras propostas. Neste capítulo serão avaliadas as formulações apresentadas por cada norma, tendo por base um pilar representativo utilizado na modelação do edifício em estudo nesta dissertação. Estas fórmulas são função do esforço axial, pelo que será feita uma análise considerando diferentes níveis de esforço axial para o cálculo do esforço transversal resistente. Os gráficos apresentados neste capítulo estarão em função da resistência calculada e do esforço normal reduzido.

Devido às diferentes considerações de cada norma, mais especificamente na maneira como é considerada a ductilidade nas expressões, foi necessário a adoção de valores compatíveis com uma determinada ductilidade, na tentativa de obter resultados coerentes.

### 6.2 Norma Portuguesa e Grega (EC8)

Tanto Portugal como a Grécia utilizam como legislação sísmica o EC8. Assim, a expressão a utilizar para o cálculo do esforço transversal para edifícios existentes corresponde à equação (8), apresentada na secção 2.3.2. Esta equação advém de quatro componentes que correspondem à contribuição da escora diagonal longitudinal do elemento, fator corretivo relativo à degradação da resistência ao corte após a cedência da armadura longitudinal, à contribuição do betão e à parcela referente à resistência das armaduras transversais.

Esta expressão varia com o esforço axial aplicado que, conseqüentemente, faz variar a linha neutra da secção. Para o cálculo da linha neutra, foram testadas três hipóteses, duas delas seguindo a equação apresentada na secção 2.4.1, expressão (29), para o aço e para o betão, multiplicando esta variável pela altura útil da secção. A outra hipótese foi segundo a equação (76).

$$x = \frac{1,25}{N} * f_c * b \quad (76)$$

Das hipóteses testadas, utilizou-se a mais condicionante, isto é, a que levou a menores valores resistentes, que acabou por ser a linha neutra calculada pela cedência do aço.

### 6.3 Norma Italiana

Em Itália, existe um documento que contempla a legislação sísmica do país (Circolare, 2019).

A fórmula utilizada para o cálculo do esforço transversal resistente é muito semelhante à utilizada em Portugal, ou seja, presente no EC8, mas com uma ligeira mudança num fator desta expressão. Esta diferença corresponde ao mínimo entre a variável constante e a rotação da corda na extremidade do elemento, em que esta variável assume o valor de 0 no EC8 e de 0,5 na norma italiana.

$$V_R = \frac{1}{Y_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(0,5; u_{\Delta}^{pl})) * \right. \\ \left. * \left[ 0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tot}) \left( 1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c A_c + V_w} \right] \right] \quad (77)$$

Presente também na legislação sísmica italiana (Circolare, 2019), encontra-se a expressão (78) simplificada para cálculo da linha neutra, onde se fará variar o esforço axial de modo a fazer a comparação entre as diferentes normas. Esta equação simplificada tende a acentuar este valor de linha neutra, obtendo-se menores valores resistentes.

$$x = h * \left( 0,25 + \frac{0,85N}{A_c * f_c} \right) \leq 1 \quad (78)$$

- $h$  – Altura da secção, metros;
- $N$  – Esforço axial, MN;
- $A_c$  – Área da secção,  $m^2$ ;
- $f_c$  – Força de compressão do betão, MPa.

As duas grandes diferenças que se irão considerar nesta expressão serão o valor mínimo de rotação da corda (que será considerado 0,5) e a equação para o cálculo da linha neutra. Estas divergências levam a que os valores resistentes diminuam, estando, por isso, do lado da segurança, como se poderá observar no gráfico (Figura 47) apresentado no subcapítulo 6.7.

## 6.4 Norma Americana

Para o cálculo do esforço transversal resistente segundo a norma americana (ASCE 41-13, 2014), deverá seguir-se a equação (79).

$$V_n = k * \left[ \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left( \frac{0,5 \sqrt{f_c'}}{M/Vd} * \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,5 \sqrt{f_c'} * A_g}} \right) * 0,8 A_g \right] \quad (79)$$

Em que as variáveis correspondem:

- $k$  – Igual a 1 se a exigência de ductilidade de deformação é menor ou igual a 2 e 0,7 se a exigência de ductilidade de deformação é maior ou igual a 6, varia linearmente para valores entre 2 e 6;
- $A_v$  – Área de armadura transversal,  $m^2$ ;
- $f_y$  – Força de cedência do aço, MPa;
- $d$  – Altura útil da secção, metros;
- $s$  – Espaçamento da armadura transversal, metros;
- $\lambda$  – Igual a 0,75 para betões leves com agregados leves e igual a 1 para betões normais com agregados normais;
- $f_c'$  – Força de cedência do betão, MPa;
- $M/Vd$  – Maior razão entre momento e esforço transversal, multiplicado pela altura útil da secção, não sendo superior a 4 nem inferior a 2;
- $N_u$  – Esforço axial de compressão (igual a 0 se for à tração), MN;
- $A_g$  – Área bruta da secção transversal,  $m^2$ .

Esta expressão abrange uma parcela referente à contribuição das armaduras transversais e outra relativa ao envolvimento do betão e do esforço axial. Ambas as parcelas são multiplicadas por um coeficiente  $k$ , que depende da exigência de ductilidade de deformação do elemento. Devido à dificuldade na avaliação da ductilidade de num pilar representativo, o valor em questão será ponderado com as restantes normas, justificando as diferenças apresentadas no subcapítulo 6.7.

## 6.5 Norma Neozelandesa

Segundo a norma da Nova Zelândia (NZSEE, 2017), o cálculo do esforço transversal resistente pode ser calculado a partir da equação (80), que considera a contribuição do betão, da armadura transversal e do esforço axial.

$$V_{prob} = 0,85(V_c + V_s + V_n) \quad (80)$$

Para o cálculo da contribuição da escora do betão utilizado, deve seguir-se a equação (81). Onde  $\gamma$ , depende da curvatura de ductilidade, que será avaliada consoante os valores utilizados para as restantes normas.

$$V_c = \alpha\beta\gamma\sqrt{f_c'} * 0,8A_g \quad (81)$$

Onde:

- $1 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \leq 1,5$ ;
- $\beta = 0,5 + 20\rho_1 \leq 1$ ;
- $\gamma$  – Fator que considera a degradação de esforço transversal, Figura 72, presente no anexo E;
- $f_c'$  – Força de cedência do betão, MPa;
- $A_g$  – Área bruta da secção transversal,  $m^2$ .

Para o cálculo da contribuição da armadura transversal, esta expressão (82) assume que a fenda diagonal crítica está inclinada a 30° em relação ao eixo longitudinal do pilar, amplificando esta resistência.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} * \cot(30^\circ) \quad (82)$$

Onde:

- $A_v$  – Área da armadura transversal na direção do esforço transversal, metros;
- $f_{yt}$  – Força de cedência do aço, MPa;
- $d$  – Altura útil da secção, metros;
- $s$  – Espaçamento da armadura transversal, metros.

A contribuição do esforço axial é calculada a partir da expressão (83).

$$V_n = N * \tan \alpha \quad (83)$$

Onde:

$N$  – Esforço axial, MN;

$\alpha$  – Para um pilar com dupla curvatura, corresponde ao ângulo entre o eixo longitudinal do elemento e a linha reta dos centroides das forças de compressão do topo à base da secção, como apresentado na Figura 73, no anexo E (B. M. J. N. Priestley, 1994; M. J. N. Priestley et al., 2007; M. J. N. Priestley & Seible, 1995).

## 6.6 Norma Turca

Para o cálculo do esforço transversal considerado na Turquia, deve-se seguir as seguintes normas (TS500-2000, 2003) e (Gazete, 2018). Esta expressão divide-se em duas parcelas, considerando a contribuição da armadura transversal numa das variáveis e do betão e do esforço axial em conjunto na outra.

$$V_R = V_c + V_w \quad (84)$$

A contribuição do esforço axial e do betão pode ser calculado a partir das equações (85) e (86).

$$V_{cr} = 0,65 * f_{ctd} * b_w * d * (1 + \gamma \frac{N_d}{A_c}) \quad (85)$$

$$V_c = 0,8V_{cr} \quad (86)$$

- $f_{ctd}$  – Tensão de cedência à tração do betão, MPa;
- $b_w$  – Largura da secção, metros;
- $d$  – Altura útil da secção, metros;
- $\gamma$  – Coeficiente igual a 0,07 para compressão e -0,3 para tração (Quando a tensão axial de tração foi inferior a 0,5MPa, pode ser considerado 0);
- $N_d$  – Esforço normal, MN;
- $A_c$  – Área da secção,  $m^2$ .

A contribuição da armadura transversal, semelhante às restantes expressões apresentadas pelas outras normas, pode ser calculada a partir da expressão (87).

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d \quad (87)$$

- $A_{sw}$  – Área de armadura transversal,  $m^2$  ;
- $s$  – Espaçamento da armadura transversal, metros;
- $f_{ywd}$  – Tensão de cedência da armadura transversal, MPa;
- $d$  – Altura útil da secção, metros.

Uma grande diferença desta expressão considerada para as restantes é a contribuição da tensão de cedência do betão à tração e não a tensão de compressão.

## 6.7 Comparação de resultados e conclusões

Como referido anteriormente, compara-se, na Figura 47, e os diferentes valores de esforço transversal resistente conforme definido para cada norma sísmica. As variáveis utilizadas em cada fórmula são consistentes entre si, isto é, para as variáveis que não dependem da secção ou do material utilizado, procurou-se utilizar o máximo ou o mínimo de cada valor para os resultados serem coerentes.

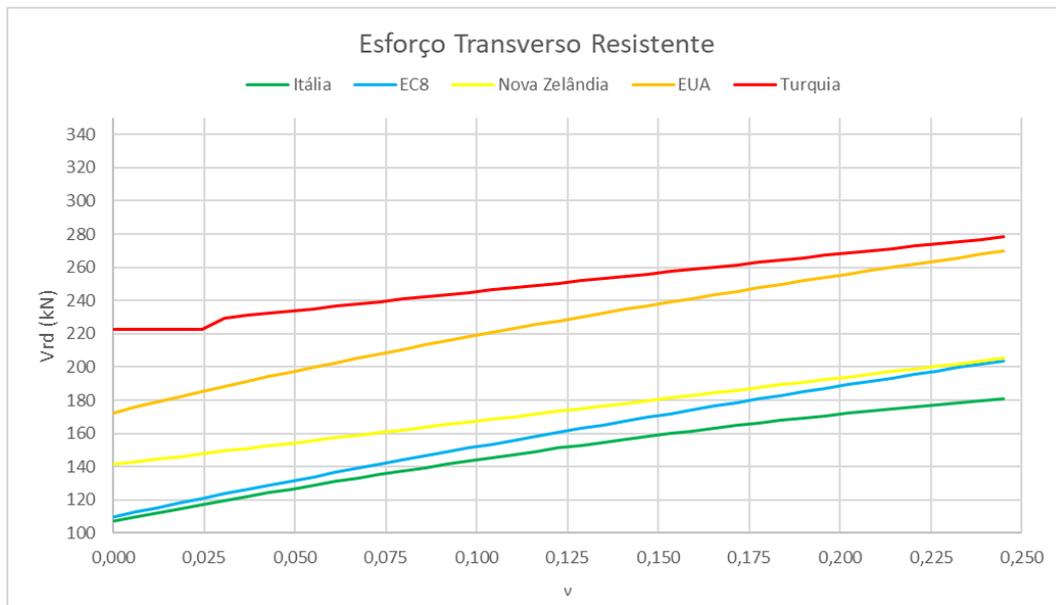


Figura 47: Comparação do  $V_{rd}$  das diferentes normas em função do esforço normal reduzido

Analisando então a Figura 47, é possível de concluir que:

- A expressão apresentada pela norma italiana é a mais condicionante, visto que, para as mesmas condições, apresenta o menor esforço transversal resistente;
- A expressão utilizada por Portugal e Grécia, apresentada no EC8, encontra-se em segundo lugar, sendo muito equivalente à italiana para baixos valores de esforço normal reduzido e aproximando-se da expressão apresentada pela norma neozelandesa com o aumento do esforço axial;
- Em terceiro lugar, encontra-se a expressão utilizada na Nova Zelândia;
- Já a expressão apresentada pela norma americana encontra-se em quarto lugar, com grandes diferenças para as restantes normas para baixos valores de esforço axial reduzido, aproximando-se do valor resistente turco com o aumento do esforço axial;
- Em último lugar, sendo a mais desfavorável, encontra-se a norma turca, com diferenças de (50 a 100) kN para valores baixos de esforço axial reduzido.

Para se perceber o porquê das grandes diferenças apresentadas para estas cinco expressões, separou-se a contribuição das armaduras transversais e a contribuição do betão e do esforço axial, conforme apresentado na Figura 48 e Figura 49, respetivamente. Esta abordagem foi adotada devido ao facto de que, embora as variáveis sejam equivalentes, as diferentes parcelas têm influências distintas na resistência do elemento.

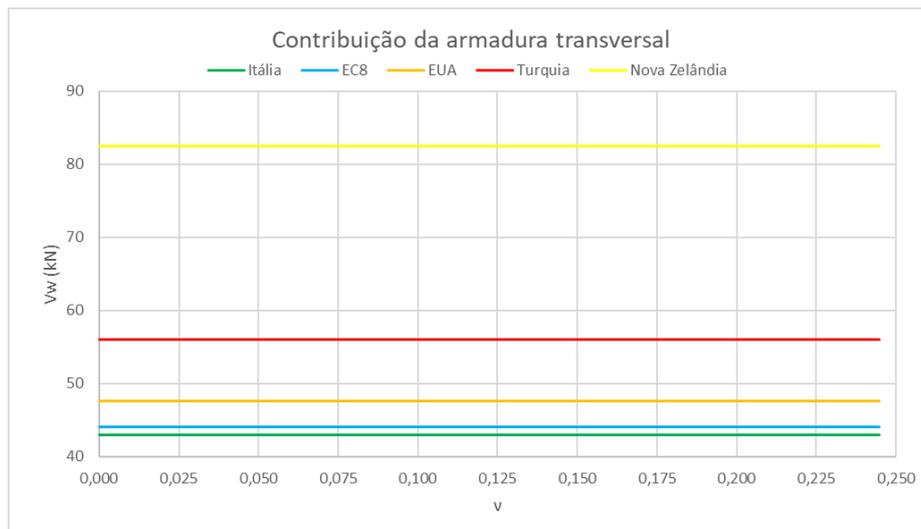


Figura 48: Contribuição da armadura transversal

Ao analisar o gráfico referente à resistência de armadura transversal (Figura 48), observa-se a existência de algumas diferenças na contribuição desta parcela. Porém, não se esperam diferenças com o aumento do esforço axial, pois esta contribuição não tem influência na resistência referente à armadura transversal.

Ao comparar os valores apresentados, considerando a mesma armadura transversal, importa destacar os principais aspectos:

- A contribuição da armadura transversal para o esforço transversal resistente é praticamente equivalente na norma italiana no EC8, exceto para o valor mínimo considerado na rotação na extremidade da corda pelo EC8, que não apresenta perdas;
- Tanto o EC8 como a norma italiana consideram a taxa de armadura transversal e não a área de armadura utilizada, ao contrário das outras normas;
- Apenas as fórmulas apresentadas pelo EC8 e pela norma italiana consideram o cálculo da resistência pelo braço de forças do binário, em vez de utilizar a altura útil da secção;
- Os valores de esforço transversal resistente nas quatro normas, exceto a norma turca, consideram variáveis que reduzem a contribuição das armaduras transversais, conforme apresentado nas fórmulas;
- A norma neozelandesa apresenta o valor mais elevado de resistência, porque na expressão é assumido que a fenda diagonal de tração crítica está inclinada a 30 graus em relação ao eixo longitudinal do pilar.

Na contribuição da parcela referente à contribuição do betão, o incremento do esforço axial já é favorável na resistência do elemento, como se pode perceber na Figura 49, e este aumento não é constante e não tem uma variação linear.

As principais diferenças que fazem variar estes valores correspondem: à contribuição da zona comprimida (linha neutra), ao coeficiente que considera a exigência de ductilidade e à contribuição do esforço axial.

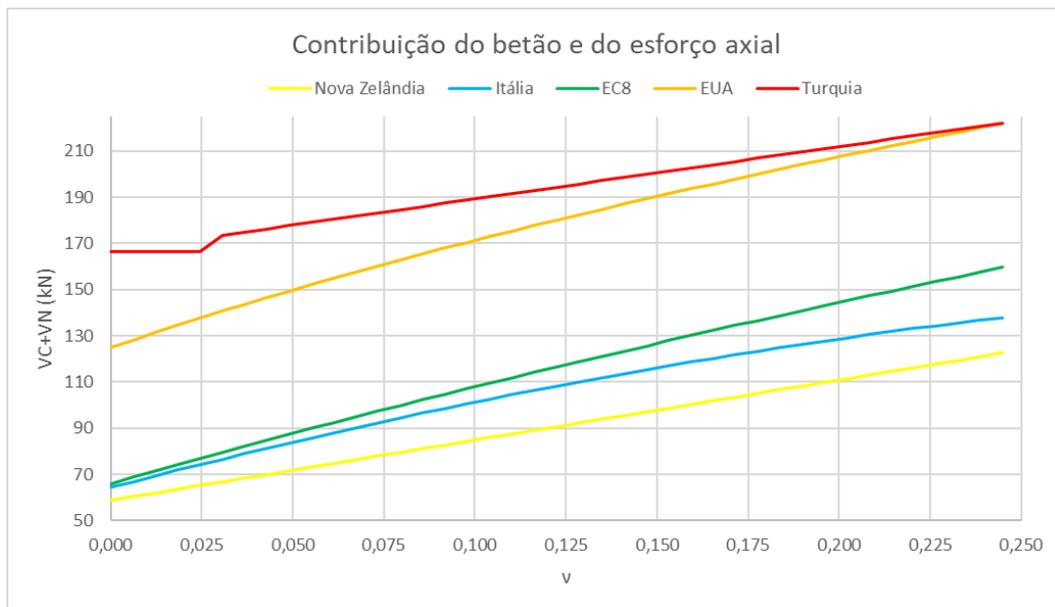


Figura 49: Contribuição do betão e esforço axial

Analisando o gráfico apresentado na Figura 49, que considera a contribuição do betão e do esforço axial na resistência ao corte do elemento, é possível de concluir que:

- A expressão que considera a menor resistência é a apresentada pela norma neozelandesa;
- Os valores calculados pelo EC8-3 e pela norma italiana são quase equivalentes, para baixos valores de esforço axial. Com o aumento deste, os valores vão diferindo cada vez mais devido às perdas pela rotação na extremidade na corda e às expressões adotadas para o cálculo da linha neutra, que, para a norma italiana, é uma expressão simplificada, o que, conseqüentemente, aumenta o comprimento da linha neutra, levando a que a resistência diminua;
- Os valores calculados pelas expressões pela norma turca e pela norma americana são muito superiores aos restantes, tendo uma grande diferença para valores baixos de esforço axial, mas aproximando-se com o aumento deste.

Com esta comparação, conclui-se que a expressão utilizada no EC8-3 se encontra do lado da segurança comparativamente com as restantes. No entanto, para justificar as diferenças de valores entre as normas, era importante ter acesso ao *background* que fundamentou as propostas, em particular os resultados usados a partir de campanhas experimentais utilizadas.

## 7. Considerações finais e desenvolvimentos futuros

### 7.1. Considerações finais

O principal objetivo da presente dissertação foi a avaliação de segurança e reforço de um edifício com característico do edificado de Lisboa. A capacidade resistente e o desempenho sísmico pré e pós reforço foi avaliada por intermédio de análises sísmicas não lineares (análises *pushover*) e a avaliação de segurança foi feita de acordo com a Parte 3 do Eurocódigo 8. A par deste objetivo, destacam-se outros pontos importantes que também foram discutidos ao longo da dissertação:

- As características do edificado de Lisboa e a seleção dos parâmetros relevantes para a modelação do edifício em estudo;
- Calibração e comparação dos diferentes modelos numéricos desenvolvidos;
- Avaliação da segurança dos nós viga-pilar;
- Avaliação de expressões de esforço transversal resistente propostas em diferentes normas sísmicas.

Relativamente à análise do edificado de Lisboa e identificação das principais deficiências deste tipo de estruturas, verificou-se que as principais vulnerabilidades que afetam e comprometem o desempenho sísmico dos edifícios são: irregularidade em planta e altura; falta de armadura tanto longitudinal como transversal; problemas nas zonas de emenda de armaduras; utilização de varões lisos; vigas apoiadas em vigas; baixas classes de betão e aço e ausência de conservação adequada das estruturas, em particular associada à existência de danos anteriores não reparados.

Da análise estatística realizada, associada às deficiências acima referidas, concluiu-se que os edifícios não estão dimensionados para uma ação sísmica equivalente à ocorrida em 1755. Assim sendo, para garantir a segurança do edificado português em ocorrência sísmica, dever-se-á proceder ao reforço sísmico, após a caracterização e avaliação de segurança sísmica dos edifícios mais vulneráveis.

Como já foi referido, a avaliação da capacidade resistente sísmica do edifício foi realizada por intermédio de análises estáticas não lineares. A estrutura foi modelada numericamente em *OpenSees*, usando modelos de plasticidade concentrada, de plasticidade distribuída e também pelo *SAP2000*, usando modelos de plasticidade concentrada. A calibração do modelo que foi o modelo considerado na dissertação para avaliação e reforço, isto é, o modelo de plasticidade concentrada em *OpenSees*, foi calibrado por comparação com os resultados obtidos de várias análises realizadas aos três modelos.

Ainda neste contexto, dado que se modelou a mesma estrutura de três modos diferentes, foi relevante fazer uma comparação dos modelos desenvolvidos, visto que foi necessário adotar diferentes considerações para cada modelação. Concluiu-se que o modelo que melhor simula o comportamento de um edifício, aquando da ação sísmica, é o de plasticidade distribuída. Porém, o modelo de plasticidade concentrada, devido ao menor tempo de computação dos resultados, considera-se uma boa solução de modelação numérica, visto que, como referido anteriormente, conduz a resultados do lado da segurança.

A avaliação de segurança do edifício foi realizada de acordo com o EC8-3. Concluiu-se que o mecanismo frágil (rotura ao corte) é o que prevalecem em edifícios porticados desta época, anteriores a 1970, com piso de rés-do-chão vazado. Verificou-se a rotura no rés do chão, nos pilares de maior dimensão (pilares dimensionados para o suporte de uma maior área do edifício) que, conseqüentemente, poderá levar a rotura global do edifício na ausência de qualquer reforço sísmico.

A solução de reforço sísmico adotada foi a aplicação de CFRP nos pilares com que não verificaram a segurança estrutural preconizada no EC8-3. Com este reforço, foi possível concluir que a intervenção necessária para esta rotura dos pilares deixar de estar comprometida é mínima, conseguindo-se, ainda, um pequeno incremento na ductilidade global do edifício. Ainda no mesmo contexto, é possível afirmar que o reforço dos pilares deste tipo de edifícios é um processo simples e rápido, visto que não é necessário reforçar um grande número de pilares para que se verifique a segurança em ocorrência sísmica. Para os nós viga-pilar, este processo já é de maior complexidade e mais dispendioso, visto ser necessário reforçar um grande número de nós do primeiro piso (onde já poderá existir a plastificação das armaduras das vigas). Desta solução de reforço apresentada, espera-se que, posteriormente, possa ser utilizada como base para um reforço sísmico deste tipo de edifícios.

Finalmente, foi possível confirmar que a expressão para o cálculo do esforço transversal resistente, apresentada no EC8-3 (NP EN1998-3, 2017), está do lado da segurança, com valores significativamente inferiores comparativamente com algumas das restantes normas estudadas (Turquia, Nova Zelândia e EUA). Também se pode concluir que a expressão para o cálculo da resistência ao esforço transversal utilizada na Grécia é a presente no EC8-3 e que a equação da norma italiana é adaptada do EC8-3. Se se comprovar que as normas da Turquia, Nova Zelândia e EUA também verificam a segurança então será de referir que as expressões propostas no EC8-3 são mais conservativas, conduzindo a soluções de reforço menos económicas.

## 7.2 Desenvolvimentos futuros

Com o objetivo de completar o estudo efetuado, sugerem-se alguns desenvolvimentos futuros para a continuidade desta pesquisa:

- i. Continuação da caracterização do edificado de Lisboa, de forma a aumentar a base de dados existente, para que num futuro próximo se consiga avançar para o reforço estrutural tipo destas estruturas.
- ii. Realização de análise custo-benefício dos reforços que poderão ser adotados para o edifício, com o objetivo de entender quais as divergências de custo para a solução adotada e prosseguir na proposta de um reforço estrutural tipo para estas estruturas.
- iii. Abordagem por uma metodologia de análise mais rigorosa, neste caso, análise dinâmica não linear, para que se consiga encontrar uma solução de reforço que possa ter uma relação de custo-benefício inferior, comparativamente com a análise estática não linear.
- iv. Avaliação de segurança das fundações durante ocorrências sísmicas, e consideração no modelo estrutural da interação solo-estrutura.
- v. Consideração dos valores reais de esforço axial vez dos médios para o cálculo da não linearidade das rótulas plásticas.

## Bibliografia

- Alvalade, J. de F. de. (2015). *História de Alvalade*. <https://www.jf-alvalade.pt/alvalade/historia/>
- ASCE 41-13. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- Azevedo, V. (2005). *Um grande sismo no século XXI*. Expresso. [http://expresso.sapo.pt/dossies/dossiest\\_atualidade/dos\\_sismos\\_portugal/um-grande-sismo-no-seculo-xxi=f553551](http://expresso.sapo.pt/dossies/dossiest_atualidade/dos_sismos_portugal/um-grande-sismo-no-seculo-xxi=f553551)
- Benfica. (2011). *História – jf-benfica*. <https://bairrobenfica.pt/historia-2/>
- Bento, R., Peres, R., Couto, R., Romão, X., & Castro, J. M. (2022). *Avaliação e Reforço de Edifícios Existentes de Betão Armado*.
- Camara, J. N. da, Costa, A., Almeida, J. F., & Alfaiate, J. (2019). *ESTRUTURAS DE BETÃO, FOLHAS DE APOIO*.
- Caruso, C., Bento, R., Sousa, R., & Correia, A. A. (2019). Modelling strain penetration effects in RC walls with smooth steel bars. *Magazine of Concrete Research*, 71(17), 894–906. <https://doi.org/10.1680/jmacr.18.00052>
- Celarec, D., Ricci, P., & Dolšek, M. (2012). The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 35, 165–177. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.11.007>
- Circolare. (2019). *Instruction for the application of the Building Code for constructions (Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018)*.
- CML. (2017). *Construção sismo-resistente*.
- CNR-DT 200 R1/2013. (2013). *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie*.
- Costa, A., Oliveira, C., Arêde, A., Varum, H., Costa, A., Rodrigues, H., Neves, F., & Furtado, A. (2013). “Reforço estrutural de edifícios: Casos Concretos e custos.” *Seminário – a Resistência Sísmica Na Nova Legislação Sobre a Reabilitação Urbana, November*.
- Couto, R., Sousa, I., Bento, R., & Castro, J. M. (2022). *Seismic vulnerability assessment of RC structures: research and practice at building level*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-12-824071-7.00001-9>
- Cruz, J. S. (2012). Reabilitação e Reforço de Estruturas. Aula 17: Projeto de Reforço com FRP. *Mestrado Em Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico*, 1–60. [http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/RREst/Aulas\\_Apresentacoes/07\\_Bibliografia/\\_slides/aulas/Aula\\_17\\_JSC\\_FRP.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/RREst/Aulas_Apresentacoes/07_Bibliografia/_slides/aulas/Aula_17_JSC_FRP.pdf)
- CSI. (1976). *SAP2000*.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, 4, 1–36. [www.curee.org](http://www.curee.org)
- Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Prota, A., & Manfredi, G. (2016). Modelling beam-column joints and FRP

- strengthening in the seismic performance assessment of RC existing frames. *Composite Structures*, 142, 107–116. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.01.077>
- Dolšek, M., & Fajfar, P. (2008). The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment. *Engineering Structures*, 30(7), 1991–2001. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.001>
- EN1992-1, N. (2010). Norma Portuguesa - Eurocódigo 2 - Projecto estruturas de betão. *Design*, 259.
- Fardis, M. N., & Panagiotakos, T. B. (2001). Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal*, 98(2), 135–148.
- Ferreira, M. (2012). “Risco Sísmico em Sistemas Urbanos”, Tese para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia do Território, IST.
- Furtado, A. (2013). “Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado”, Dissertação para à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- Furtado, A., Costa, C., Arêde, A., & Rodrigues, H. (2016). Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20(4), 396–411. <https://doi.org/10.1080/19648189.2015.1039660>
- Furtado, A., & De Risi, M. T. (2020). Recent Findings and Open Issues concerning the Seismic Behaviour of Masonry Infill Walls in RC Buildings. *Advances in Civil Engineering*, 2020. <https://doi.org/10.1155/2020/9261716>
- Gazete, T. C. R. (2018). DepreEtkisi AltindaBinalarin Tasarimİçin Esaslar. *TBEC 2018: Turkish Building Earthquake Code. (2018).T.C. Resmi Gazete*, 416. <http://www.resmigazete.gov.tr/eskiler/2018/03/20180318M1.pdf>
- GeCoRPA, S. (2001). *Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor-Lange, S. C., & Deierlein, G. G. (2016). Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse. *ACI Structural Journal*, 113(6), 1141–1152. <https://doi.org/10.14359/51689245>
- Lima, A. G., Melo, J., & Varum, H. (2021). Structural irregularities in the seismic design of reinforced concrete buildings: Discussion of regulatory requirements and case studies. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 3(16), 75–86.
- LNEC. (2005). *DE - Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE)*. <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>
- Lopes, M., & Bento, R. (1999). *Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado Rita Bento e Mário Lopes*.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & R. Park. (1989). *THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE*. 114(8), 1804–1826.
- NP EN 1991-1-1. (2005). Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifício. *Library, 2001*, 1–71.
- NP EN1998-1, 2010. (2010). NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*, 210.
- NP EN1998-3. (2017). European NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência ao sismo.

Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*.

- NZSEE. (2006). *NZSEE 2006. Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes. Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings*. 1–94. [http://www.nzsee.org.nz/db/PUBS/2006AISBEGUIDELINES\\_Corr\\_06a.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/PUBS/2006AISBEGUIDELINES_Corr_06a.pdf)
- NZSEE. (2017). *C05 - Concrete Buildings, New Zealand Society for Earthquake Engineering*. Please go to [www.EQ-Assess.org.nz](http://www.EQ-Assess.org.nz)
- Pampanin, S. & C. C. & T.-H. C. (2006). Development and validation of a metallic haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings. *Pacific Conference on Earthquake Engineering, 056*, 1–6. <https://doi.org/10.1002/eqe>
- PEER. (2006). *OpenSees* (Vol. 18, Issue 6, pp. 1–23). Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).
- Priestley, B. M. J. N. (1994). *Seismic shear strength of reinforced concrete*. 120(8), 2310–2329.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M., & Powell, G. H. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. *Earthquake Spectra, 24*(2), 555–557. <https://doi.org/10.1193/1.2932170>
- Priestley, M. J. N., & Seible, F. (1995). Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures. *Construction and Building Materials, 9*(6), 365–377. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00049-6](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00049-6)
- R. Park T. Paulay. (1975). *Ductile Reinforced Concrete Frames - SOME COMMENTS ON THE SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN OF ACI 318-71 AND ON CAPACITY DESIGN*. 8(March).
- Ramos, T., Furtado, A., Eslami, S., Alves, S., Rodrigues, H., Arêde, A., Tavares, P. J., & Moreira, P. M. G. P. (2015). 2D and 3D Digital Image Correlation in Civil Engineering - Measurements in a Masonry Wall. *Procedia Engineering, 114*, 215–222. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.061>
- REBA. (1967). *Decreto Lei no 47/723 de 20 de Maio do Ministério das Obras Públicas - Regulamento de Estruturas de Betão Armado* (pp. 1095–1130).
- REBAP. (1983). *Decreto-Lei n.º 349-C/83 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto Editora.
- REGEU. (1975). *18321835 Regulamento Geral das Edificações Urbanas 9.pdf*.
- Repapis, C., Zeris, C., & Vintzileou, E. (2006). Irregular Buildings. *Journal of Earthquake Engineering, 10*(3), 429–452.
- Risi, M. T. D., Vecchio, C. D., Ricci, P., Ludovico, M. D., Prota, A., & Verderame, G. M. (2020). *Light FRP Strengthening of Poorly Detailed Reinforced Concrete Exterior Beam–Column Joints*.
- Rodrigues, A. B. (2020). *Análise e reforço sísmico de um edifício antigo porticado de betão armado. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, Portugal*.
- Romão, X. (2022). *Avaliação e Reforço de Edifícios Existentes de Betão Armado*.
- RSCCS. (1958). Decreto n° 415658. In *31 de Maio*. <https://dre.pt/application/file/353656>
- S&P. (2023). *S&P C-Sheet 240*. file:///C:/Users/A Simoes/OneDrive/Documentos/5ºAno/TESE/Fontes e pesquisas/pt\_c-sheet\_24024.07.18\_0.pdf
- Sousa, A., Jo, G., Ferreira, G., Pinto, T., & Isabel, A. (2022). *Avaliação e caracterização sísmica de um edifício de placa Seismic vulnerability assessment of a mixed masonry-concrete*. 1–13.

- Sousa, I., Peres, R., Couto, R., Bento, R., & Castro, J. M. (2022). *Numerical Modelling of FRP-Retrofitted RC Elements*.
- Tariq, H., Jampole, E., & Bandelt, M. J. (2018). Fiber-based modeling of reinforced HPFRCC hinge regions. *11th National Conference on Earthquake Engineering 2018, NCEE 2018: Integrating Science, Engineering, and Policy*, 12(June), 7437–7447.
- The MathWorks, I. (2012). *MATLAB*. <https://www.mathworks.com/products/matlab.html>.
- TS500-2000. (2003). *Turkish Standards TS500 Requirements for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures 2003. February 2000*.
- Xavier, V. (2021). *Caracterização estrutural de edifícios de betão armado na freguesia de Benfica construídos até 1983 e avaliação e reforço sísmico de um edifício tipo*.
- Xavier, V., Couto, R., Monteiro, R., Castro, J. M., & Bento, R. (2022). Detailed Structural Characterization of Existing RC Buildings for Seismic Exposure Modelling of the Lisbon Area. *Buildings*, 12(5). <https://doi.org/10.3390/buildings12050642>
- Zendaoui, A., Kadid, A., & Yahiaoui, D. (2016). Comparison of Different Numerical Models of RC Elements for Predicting the Seismic Performance of Structures. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10(4), 461–478. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0170-7>

## Anexos

### Anexo A – Capítulo 2

RC-1º	P1			
	Cedência pelo aço		Cedência pelo betão	
	A(adim)	0,015	A(adim)	0,007
	B(adim)	0,010	B(adim)	0,006
	$k_y$ (adim)	0,234	$k_y$ (adim)	0,202
	$\phi_y$ (1/mm)	6,15504E-06	$\phi_y$ (1/mm)	2,06194E-05
	$k_y$ ,mín	0,234000244		
	$\phi_y$ ,mín	6,15504E-06		
	$M_y$ ,aço	240	$M_y$ ,betão	299
	$M_y$ (kN/m)	55		
$\theta_y$	0,00078			

RC-1º	P1	
	$M_y$ ,max (kN/m)	62
	$\theta_{cap,tot}$	0,040
	$M_u$ (kN/m)	0,618
	$\theta_{pc}$	0,049

Figura 50: Exemplo do cálculo da rótula plástica de um pilar no primeiro piso

## Anexo B – Capítulo 3

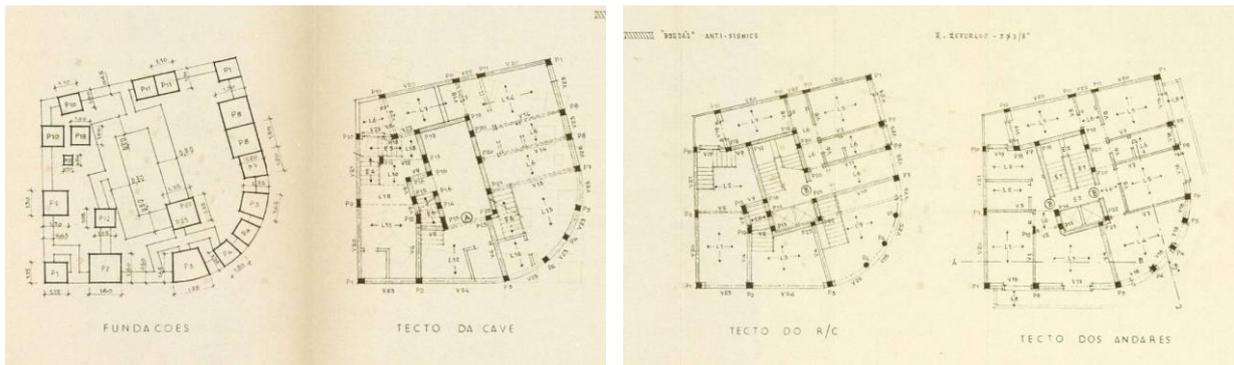


Figura 51: Planta de um edifício representativo em Alvalade (35693)

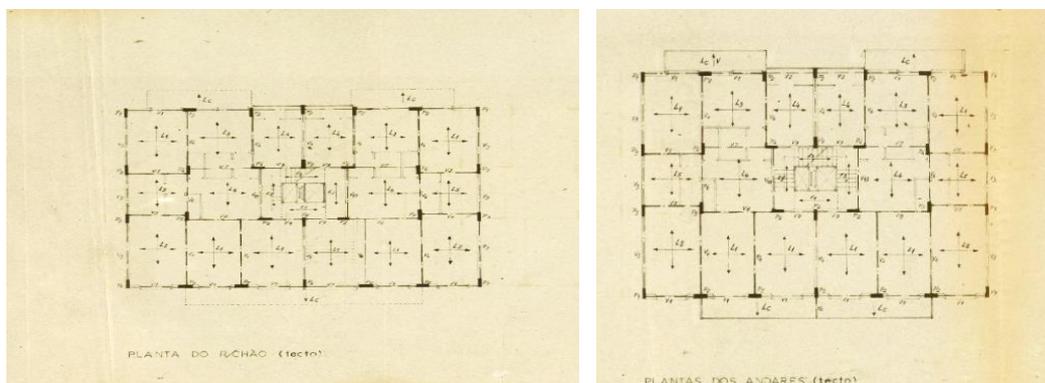


Figura 52: Planta de um edifício representativo em Benfica (57197)

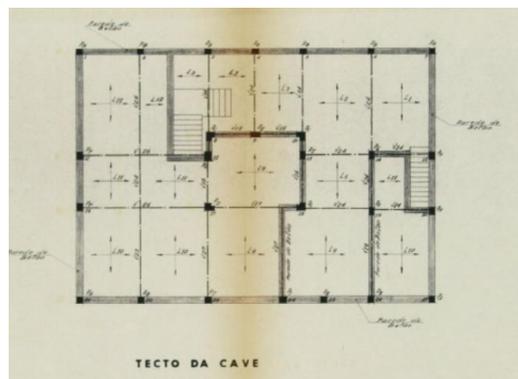


Figura 53: Planta de um edifício representativo em Benfica (57229)

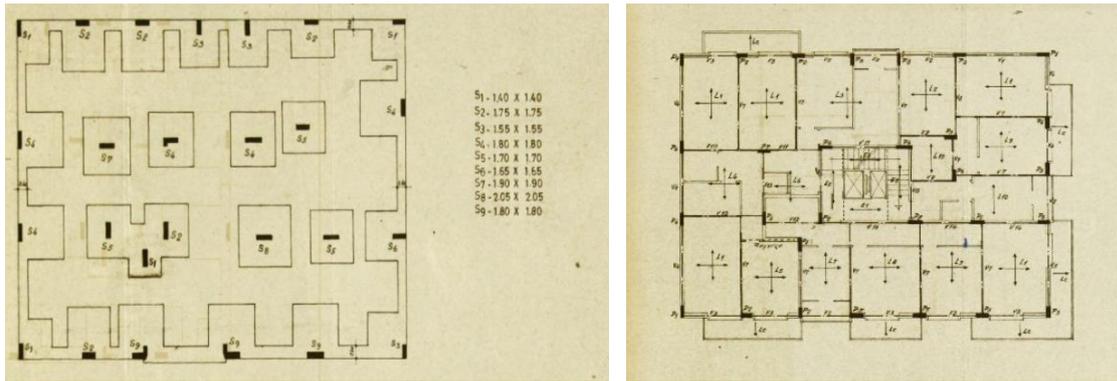


Figura 54: Planta de um edifício representativo em Benfica (57200)

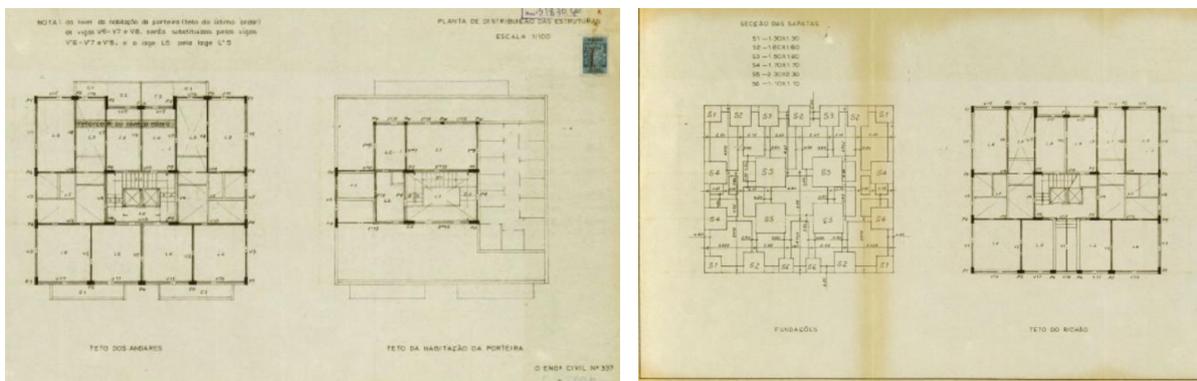


Figura 55: Planta de um edifício representativo em Benfica (57363)

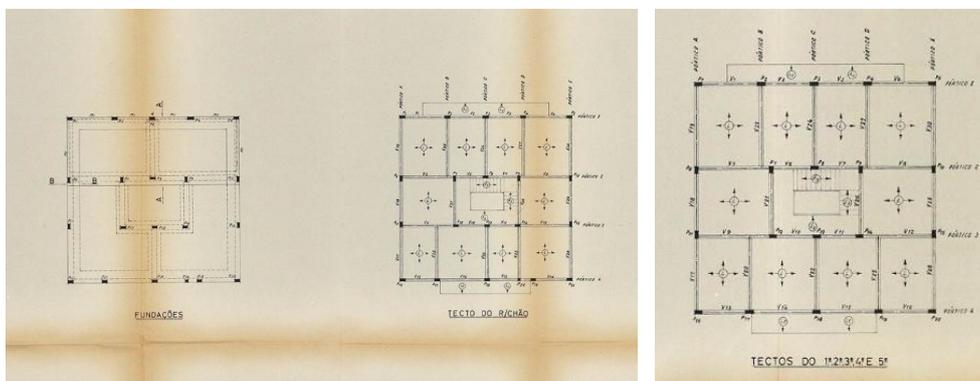


Figura 56: Planta de um edifício representativo em Benfica (58543)

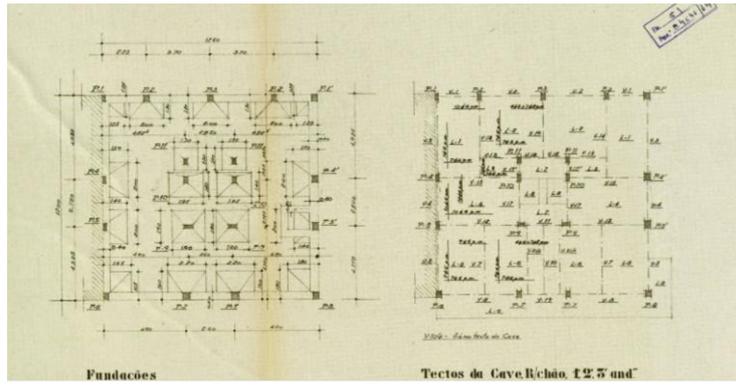


Figura 57: Planta de um edifício representativo em Benfica (52483)

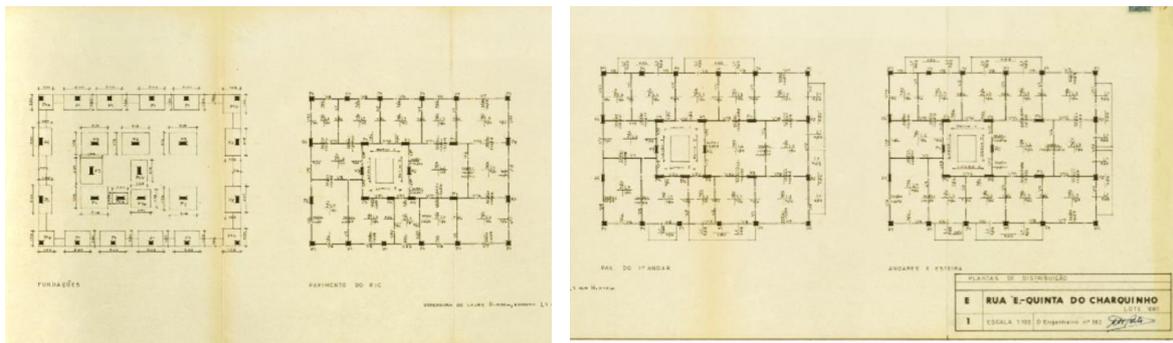


Figura 58: Planta de um edifício representativo em Benfica (51062)

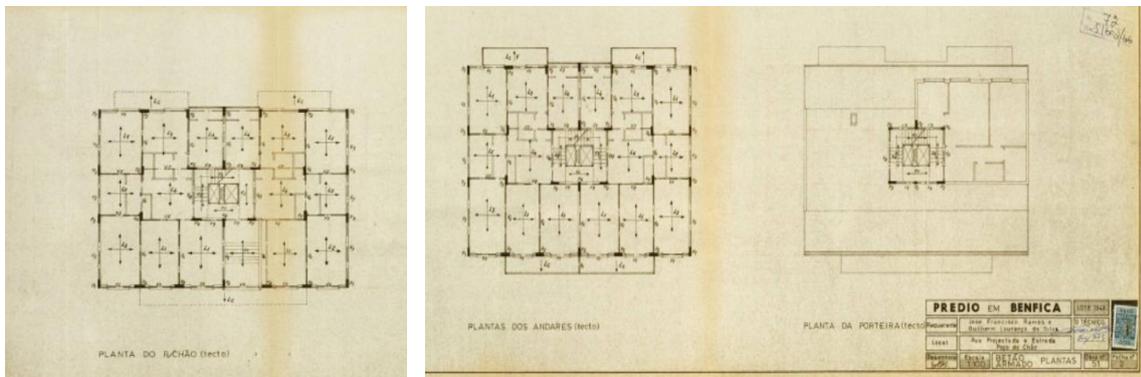


Figura 59: Planta de um edifício representativo em Benfica (57220)

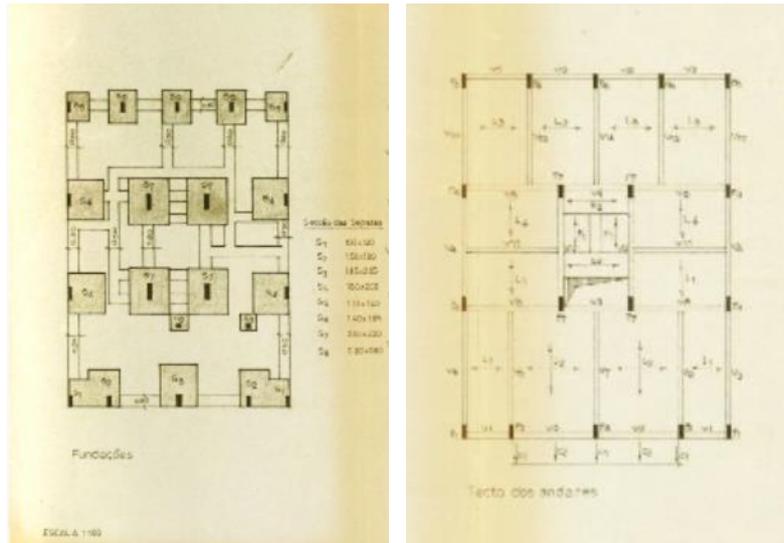


Figura 60: Planta de um edifício representativo em Benfica (57896)

Pilar Comum							
Pisos	bxh (m <sup>2</sup> )	Ac (m <sup>2</sup> )	$\rho_{long}$ (%)	As,min (cm <sup>2</sup> )	Varões longitudinais	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{long, utiliz}$ (%)
RC-1º	0,25x0,45	0,1125	1	11,25	10Φ12	11,31	1,0
1º-2º	0,25x0,45	0,1125	0,8	9	8Φ12	9,05	0,8
2º-3º	0,25x0,45	0,1125	0,8	9	8Φ12	9,05	0,8
3º-4º	0,25x0,45	0,1125	0,6	6,75	6Φ12	6,79	0,6
4º-5º	0,25x0,45	0,1125	0,6	6,75	6Φ12	6,79	0,6

Tabela 27: Caracterização da armadura longitudinal do Pilar Comum

Pilar Maior Dimensão							
Pisos	bxh (m <sup>2</sup> )	Ac (m <sup>2</sup> )	$\rho_{long}$ (%)	As,min (cm <sup>2</sup> )	Varões Longitudinais	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{long, utiliz}$ (%)
RC-1º	0,3x0,7	0,21	1,05	22,05	10Φ16+2Φ12	22,37	1,07
1º-2º	0,25x0,7	0,175	0,85	14,875	6Φ16+2Φ12	14,32	0,82
2º-3º	0,25x0,6	0,15	0,85	12,75	6Φ16	12,06	0,80
3º-4º	0,25x0,6	0,15	0,65	9,75	4Φ16+2Φ12	10,3	0,69
4º-5º	0,25x0,45	0,1125	0,65	7,3125	6Φ12	6,79	0,60

Tabela 28: Caracterização da armadura longitudinal do Pilar de Maior Dimensão

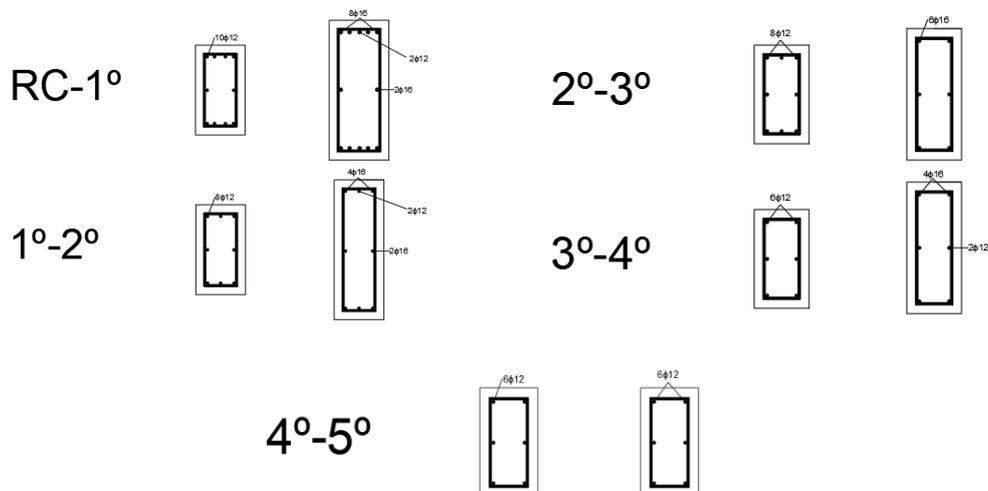


Figura 61: Pormenorização das armaduras dos pilares

Pilar Comum								
Pisos	b <sub>xh</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>transv</sub> (%)	A <sub>s</sub> /w <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Varões Transversais	A <sub>s</sub> /s (cm <sup>2</sup> /m)	ρ <sub>trans,utiliz</sub> (%)	s (m)
RC-1º	0,25x0,45	0,1125	0,14	1,75	Φ8//0,2	2,51	0,20	0,20
1º-2º	0,25x0,45	0,1125	0,14	1,75	Φ6//0,2	1,41	0,11	0,20
2º-3º	0,25x0,45	0,1125	0,14	1,75	Φ6//0,2	1,41	0,11	0,20
3º-4º	0,25x0,45	0,1125	0,14	1,75	Φ6//0,2	1,41	0,11	0,20
4º-5º	0,25x0,45	0,1125	0,14	1,75	Φ6//0,2	1,41	0,11	0,20

Tabela 29: Caracterização da armadura transversal do Pilar Comum

Pilar Maior Dimensão								
Pisos	b <sub>xh</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>transv</sub> (%)	A <sub>s</sub> /w <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Varões Transversais	A <sub>s</sub> /s (cm <sup>2</sup> /m)	ρ <sub>trans,utiliz</sub> (%)	s (m)
RC-1º	0,3x0,7	0,21	0,14	2,1	Φ8//0,2	2,51	0,20	0,20
1º-2º	0,25x0,7	0,175	0,14	1,75	Φ6//0,2	1,41	0,11	0,20
2º-3º	0,25x0,6	0,15	0,14	1,75	Φ6//0,2	1,41	0,11	0,20
3º-4º	0,25x0,6	0,15	0,14	1,75	Φ6//0,2	1,41	0,11	0,20
4º-5º	0,25x0,45	0,1125	0,14	1,75	Φ6//0,2	1,41	0,11	0,20

Tabela 30: Caracterização da armadura transversal do Pilar de Maior Dimensão

		Edifício Geral					
		COV, média e desvio padrão			Intervalo estimado		Valor a utilizar
		COV	μ	σ	μ-σ	μ+σ	-
Ano	Moda	-	-	-	-	-	<= 1970
Andares	5-7	-	-	-	-	-	5
h 1º piso (m)	3,7	0,21	3,69	0,77	2,92	4,46	3,7
h piso regular	3	0,08	2,93	0,23	2,70	3,16	3
Sistema	LFM	-	-	-	-	-	LFM
hlaje (m)	0,15	0,24	0,14	0,03	0,11	0,17	0,14

Tabela 31: Resumo da caracterização do edifício

Pilar Comum							
		COV, média e desvio padrão			Intervalo estimado		Valor a utilizar
	Moda	COV	$\mu$	$\sigma$	$\mu-\sigma$	$\mu+\sigma$	-
b (m)	0,2	0,3	0,28	0,08	0,20	0,36	<b>0,25</b>
h (m)	0,45	0,35	0,45	0,16	0,29	0,61	<b>0,45</b>
$\rho_{tot}$ (%)	0,77	0,66	0,99	0,65	0,34	1,64	<b>1</b>
$\rho_w$ (%)	0,14	0,69	0,14	0,10	0,04	0,24	<b>0,14</b>
s transversal (m)	0,2	0,26	0,2	0,05	0,15	0,25	<b>0,2</b>

Pilar Maior Dimensão							
		COV, média e desvio padrão			Intervalo estimado		Valor a utilizar
	Moda	COV	$\mu$	$\sigma$	$\mu-\sigma$	$\mu+\sigma$	-
b (m)	0,2	0,36	0,3	0,11	0,19	0,41	<b>0,3</b>
h (m)	0,6	0,34	0,66	0,22	0,44	0,88	<b>0,7</b>
$\rho_{tot}$ (%)	1,13	0,96	1,05	1,01	0,04	2,06	<b>1,05</b>
$\rho_w$ (%)	0,14	0,74	0,13	0,10	0,03	0,23	<b>0,14</b>
s transversal (m)	0,2	0,26	0,2	0,05	0,15	0,25	<b>0,2</b>

Viga Interior							
		COV, média e desvio padrão			Intervalo estimado		Valor a utilizar
	Moda	COV	$\mu$	$\sigma$	$\mu-\sigma$	$\mu+\sigma$	-
b (m)	0,2	0,33	0,25	0,08	0,17	0,33	<b>0,25</b>
h (m)	0,45	0,25	0,49	0,12	0,37	0,61	<b>0,5</b>
$\rho_{tot}$ (%)	0,5	0,75	0,6	0,45	0,15	1,05	<b>0,6</b>
$\rho_w$ (%)	0,125	1,65	0,21	0,35	0,00	0,56	<b>0,15</b>
s transversal (m)	0,2	0,26	0,2	0,05	0,15	0,25	<b>0,2</b>

Viga Exterior							
		COV, média e desvio padrão			Intervalo estimado		Valor a utilizar
	Moda	COV	$\mu$	$\sigma$	$\mu-\sigma$	$\mu+\sigma$	-
b (m)	0,2	0,31	0,24	0,07	0,17	0,31	<b>0,25</b>
h (m)	0,5	0,25	0,51	0,13	0,38	0,64	<b>0,5</b>
$\rho_{tot}$ (%)	0,3	0,88	0,65	0,57	0,08	1,22	<b>0,65</b>
$\rho_w$ (%)	0,125	1,38	0,2	0,28	0,00	0,48	<b>0,15</b>
s transversal (m)	0,2	0,26	0,2	0,05	0,15	0,25	<b>0,2</b>

Tabela 32: Resumo da caracterização dos elementos estruturais

```

#NomeADic      massa  slava
sigadDapbram  101  102  103  104  105  106  107  108  109  110  111  201  202  203  204  205  206  207  208  209  210  211  301  302  303  304  305  306  307  308  309  310  311  401  402  403  404  405  406  407  408  409  410  411  501  502  503  504  505  506  507  508  509  510  511
sigadDapbram  3  80001  10101  10102  10103  10104  10105  10106  10107  10108  10109  10201  10202  10203  10204  10205  10206  10207  10208  10209  10210  10211  10301  10302  10303  10304  10305  10306  10307  10308  10309  10310  10311  10401  10402  10403  10404  10405  10406  10407  10408  10409  10410  10411  10501  10502  10503  10504  10505  10506  10507  10508  10509  10510  10511
sigadDapbram  3  80002  20101  20102  20103  20104  20105  20106  20107  20108  20109  20201  20202  20203  20204  20205  20206  20207  20208  20209  20210  20211  20301  20302  20303  20304  20305  20306  20307  20308  20309  20310  20311  20401  20402  20403  20404  20405  20406  20407  20408  20409  20410  20411  20501  20502  20503  20504  20505  20506  20507  20508  20509  20510  20511
sigadDapbram  3  80003  30101  30102  30103  30104  30105  30106  30107  30108  30109  30201  30202  30203  30204  30205  30206  30207  30208  30209  30210  30211  30301  30302  30303  30304  30305  30306  30307  30308  30309  30310  30311  30401  30402  30403  30404  30405  30406  30407  30408  30409  30410  30411  30501  30502  30503  30504  30505  30506  30507  30508  30509  30510  30511
sigadDapbram  3  80004  40101  40102  40103  40104  40105  40106  40107  40108  40109  40201  40202  40203  40204  40205  40206  40207  40208  40209  40210  40211  40301  40302  40303  40304  40305  40306  40307  40308  40309  40310  40311  40401  40402  40403  40404  40405  40406  40407  40408  40409  40410  40411  40501  40502  40503  40504  40505  40506  40507  40508  40509  40510  40511

```

Figura 62: Conexão dos diferentes nós ao diafragma rígido

Comprimento da rótula plástica segundo “Priestley and Park”

$$L_p = 0,08L + 6d_{bl} \quad (88)$$

Comprimento da rótula plástica segundo “Paulay and Priestly”:

$$L_p = 0,08L + 0,022d_{bl}f_y \quad (89)$$

Comprimento da rótula plástica apresentado no EC8:

$$L_p = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bl}f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (90)$$

Comprimento da rótula plástica segundo “Park and Paulay”:

$$L_p = 0,5h \quad (91)$$

## Anexo C – Capítulo 4

Modo	PC					
	X (%)	Y (%)	Z (%)	Soma X (%)	Soma Y (%)	Soma RZ (%)
1ºX	91,8	0,0	0,2	91,8	0,0	0,2
2ºY	0,0	86,4	0,1	91,8	86,4	0,3
3ºZ	0,2	0,1	91,4	92,0	86,5	91,7
4ºX	6,6	0,0	0,0	98,6	86,5	91,7
5ºY	0,0	9,5	0,0	98,6	96,0	91,7
6ºZ	0,0	0,0	6,6	98,6	96,0	98,3

Tabela 33: Participações de massa para o modelo de plasticidade concentrada em OpenSees

Modo	PD					
	X (%)	Y (%)	Z (%)	Soma X (%)	Soma Y (%)	Soma RZ (%)
1ºX	89,7	0,0	0,1	89,7	0,0	0,1
2ºY	0,0	85,1	0,0	89,7	85,1	0,2
3ºZ	0,1	0,0	89,5	89,9	85,1	89,7
4ºX	8,2	0,0	0,0	98,1	85,1	89,7
5ºY	0,0	9,9	0,0	98,1	95,0	89,7
6ºZ	0,0	0,0	7,9	98,1	95,0	97,6

Tabela 34: Participações de massa para o modelo de plasticidade distribuída em OpenSees

Modo	SAP					
	X (%)	Y (%)	Z (%)	Soma X (%)	Soma Y (%)	Soma RZ (%)
1ºX	89,8	0,0	0,1	89,8	0,0	0,1
2ºY	0,0	85,3	0,1	89,8	85,3	0,2
3ºZ	0,1	0,1	90,0	89,9	85,4	90,2
4ºX	8,1	0,0	0,0	98,0	85,4	90,2
5ºY	0,0	9,5	0,2	98,0	94,8	90,4
6ºZ	0,0	0,2	7,1	98,0	95,0	97,6

Tabela 35: Participações de massa para o modelo de plasticidade concentrada em SAP

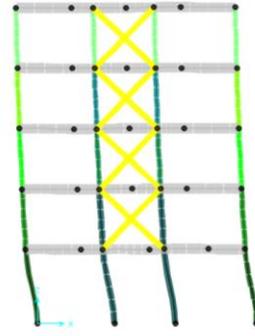
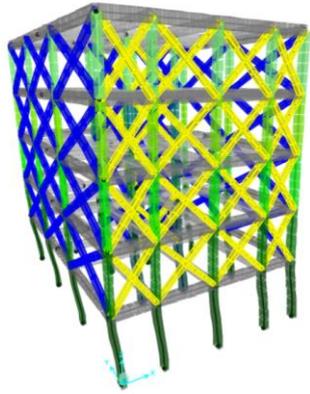


Figura 63: Representação primeiro modo de vibração (direção X)

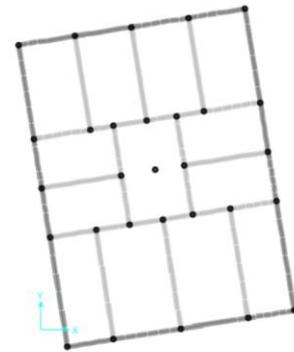
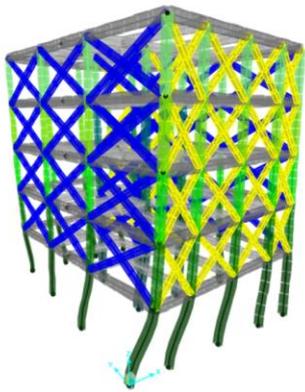


Figura 64: Representação do segundo modo de vibração (Torção)

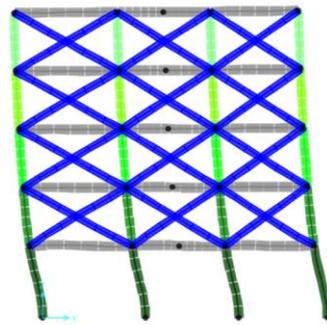
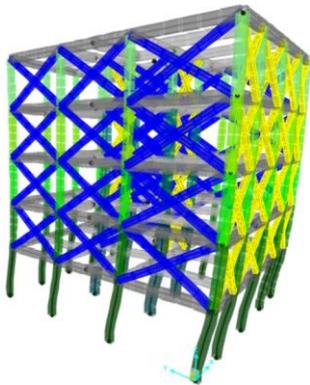


Figura 65: Representação do terceiro modo de vibração (direção Y)

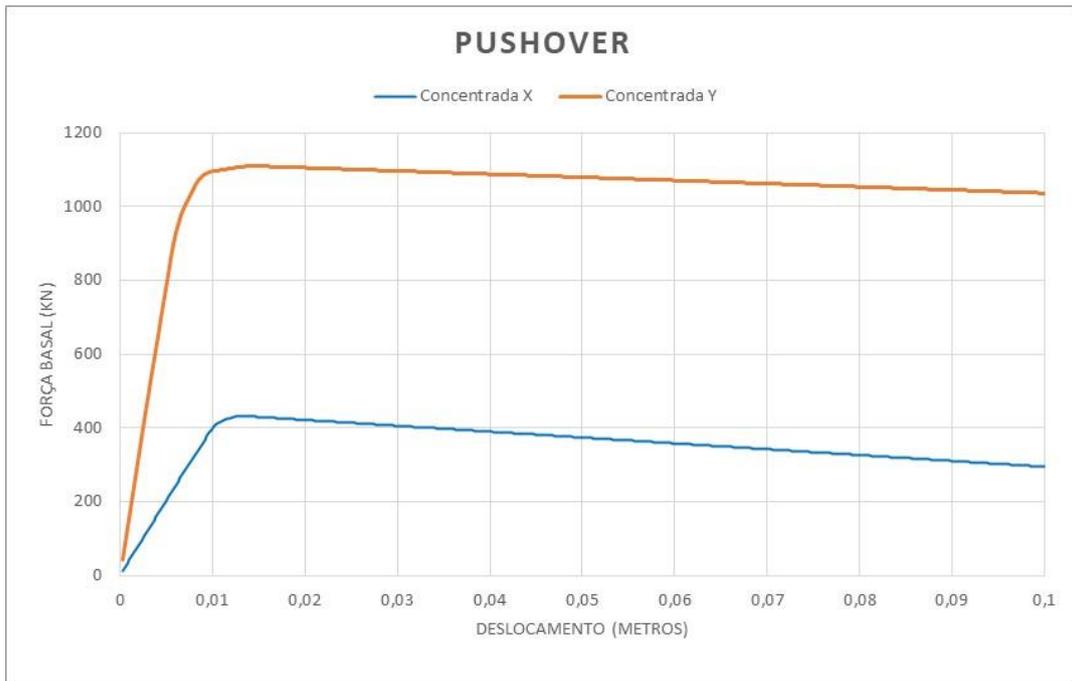


Figura 66: Comparação das duas direções da curva de capacidade

## Anexo D – Capítulo 5

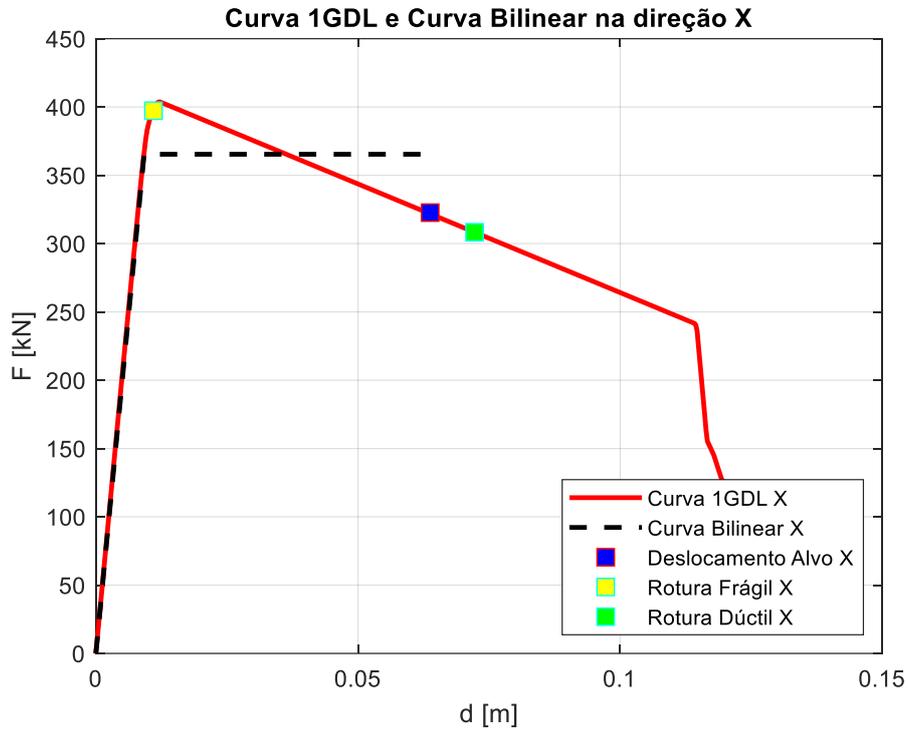


Figura 67: Curva 1 GDL, Curva Bilinear e respectivos deslocamentos na direção X

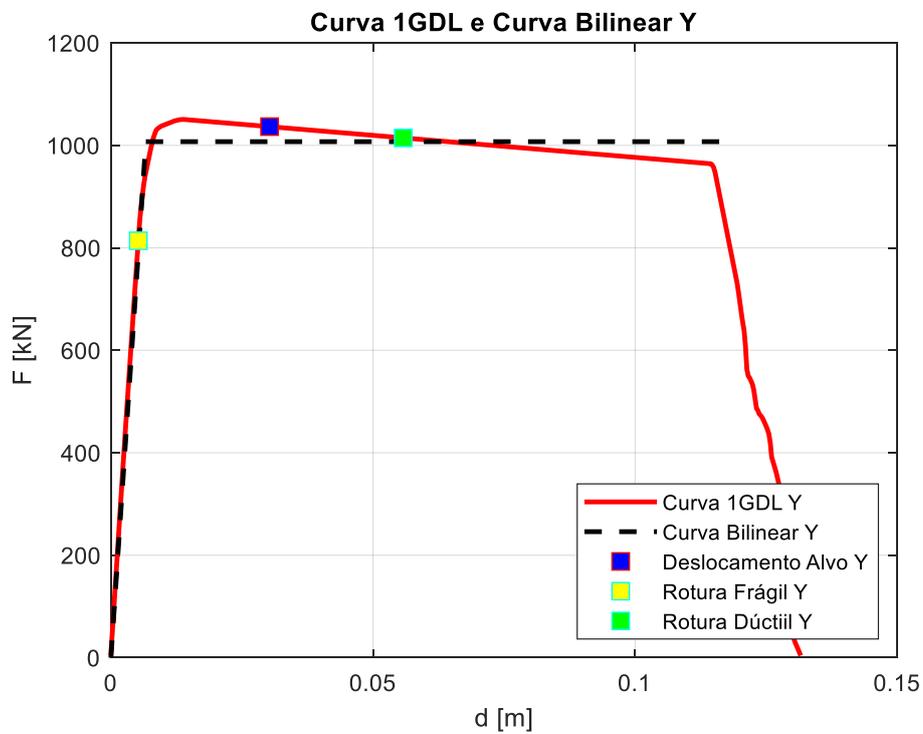


Figura 68: Curva 1 GDL, Curva Bilinear e respectivos deslocamentos na direção Y

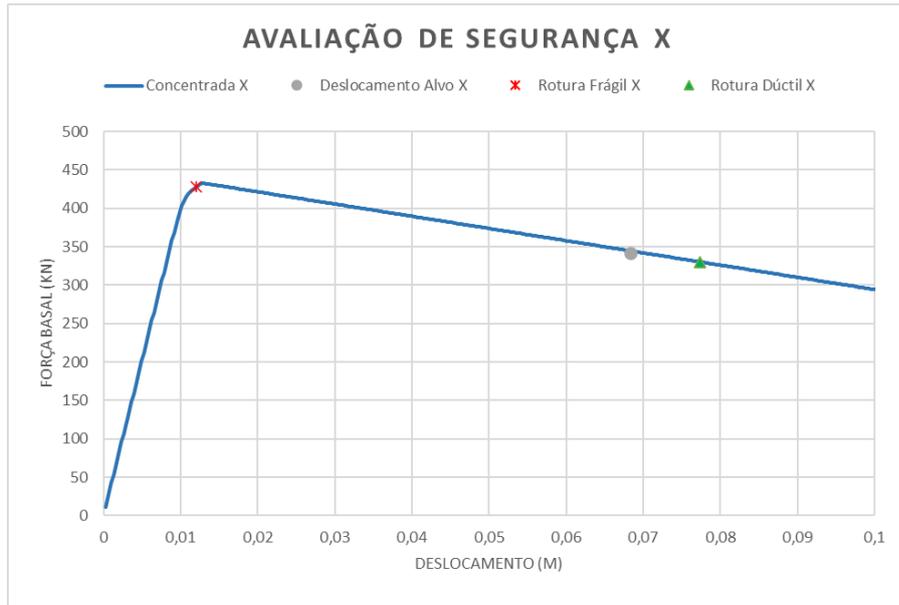


Figura 69: Curva de capacidade para MGD na direção X

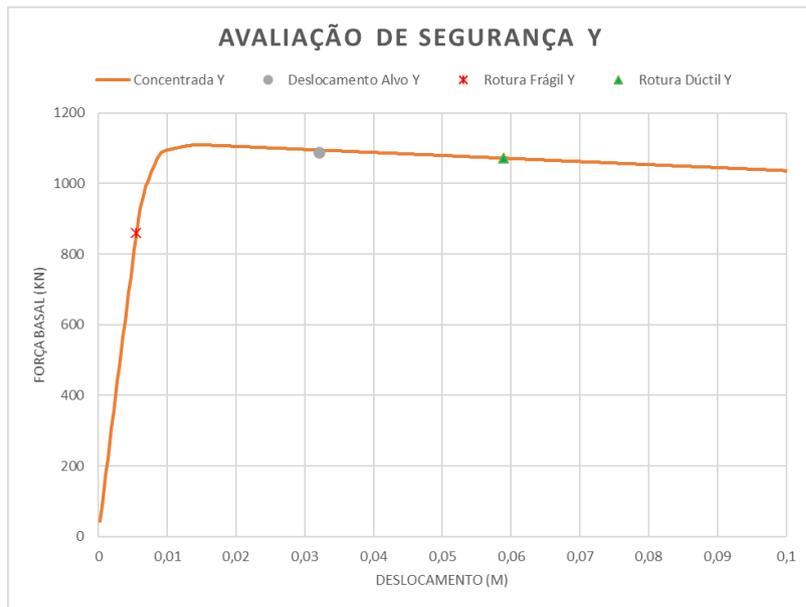


Figura 70: Curva de capacidade para MGD na direção Y

		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1º Piso	V <sub>ed</sub>	15,3	18,9	19,3	18,8	14,5	20,3	47,7	37,8	20,1
	V <sub>R</sub>	19,2	23,9	25,3	25,9	29,0	23,8	48,3	48,4	27,9
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,8	0,8	0,8	0,7	0,5	0,9	0,99	0,8	0,7
2º Piso	V <sub>ed</sub>	2,0	0,6	0,7	0,4	1,8	3,0	7,8	10,2	2,1
	V <sub>R</sub>	14,5	17,7	20,4	21,5	24,5	19,4	40,2	53,3	22,7
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,2	0,2	0,1
3º Piso	V <sub>ed</sub>	0,3	0,6	1,1	0,9	0,5	0,8	1,0	2,9	2,3
	V <sub>R</sub>	14,0	14,9	17,1	18,3	19,0	16,6	33,7	38,9	19,1
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1
4º Piso	V <sub>ed</sub>	0,2	0,3	0,8	0,7	0,2	0,2	0,5	1,8	2,0
	V <sub>R</sub>	12,0	12,3	13,5	14,6	14,0	13,8	29,4	30,6	15,2
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1
5º Piso	V <sub>ed</sub>	0,1	0,2	0,6	0,5	0,2	0,1	0,3	1,5	2,2
	V <sub>R</sub>	9,2	9,6	9,8	10,3	9,4	10,4	15,5	15,3	10,9
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2
		10	11	12	13	14	15	16	17	18
1º Piso	V <sub>ed</sub>	19,8	46,1	34,8	19,8	12,9	15,5	15,1	15,6	13,1
	V <sub>R</sub>	24,9	46,1	46,2	26,1	23,9	24,7	24,2	24,2	22,2
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,8	1,0	0,8	0,8	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6
2º Piso	V <sub>ed</sub>	2,5	6,9	5,9	1,5	0,7	1,1	0,9	1,3	0,2
	V <sub>R</sub>	21,0	38,0	52,7	20,6	21,2	22,3	22,0	22,1	17,6
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,1	0,2	0,1	0,1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0
3º Piso	V <sub>ed</sub>	1,2	1,4	2,8	2,8	1,9	2,0	2,0	2,4	2,2
	V <sub>R</sub>	17,7	32,4	38,2	17,7	17,1	18,7	18,5	18,5	15,3
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,1	0,0	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
4º Piso	V <sub>ed</sub>	0,6	0,4	2,1	2,4	1,0	1,6	1,6	2,1	1,8
	V <sub>R</sub>	14,1	28,7	30,0	14,4	13,1	14,9	14,8	14,8	12,4
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
5º Piso	V <sub>ed</sub>	0,4	0,1	1,7	2,7	0,9	1,4	1,4	1,9	1,9
	V <sub>R</sub>	10,3	15,2	14,9	10,7	9,4	10,9	10,9	10,8	9,4
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2

Tabela 36: Esforço transversal na direção X

		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1º Piso	$\theta_{ed}$	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018
	$\theta_{um}$	0,026	0,025	0,025	0,025	0,024	0,025	0,022	0,021	0,024
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,686	0,723	0,734	0,736	0,764	0,723	0,822	0,881	0,760
2º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,022	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,020	0,019	0,021
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,004	0,005	0,005	0,005	0,005	0,006	0,006	0,006	0,006
3º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,022	0,022	0,022	0,021	0,021	0,022	0,020	0,020	0,021
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,005	0,005	0,005	0,005
4º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,021	0,021	0,022
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,005	0,005	0,005	0,005
5º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,022	0,022	0,022
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,004	0,004	0,004	0,004
		10	11	12	13	14	15	16	17	18
1º Piso	$\theta_{ed}$	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018
	$\theta_{um}$	0,025	0,022	0,021	0,024	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,732	0,813	0,877	0,745	0,720	0,731	0,726	0,727	0,710
2º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,021	0,020	0,019	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007
3º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,021	0,020	0,020	0,021	0,022	0,021	0,021	0,021	0,022
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,006	0,006	0,006	0,006	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007
4º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,022	0,021	0,021	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,005	0,006	0,006	0,005	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006
5º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,023	0,022	0,022	0,022	0,023	0,022	0,022	0,022	0,023
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005

Tabela 37: Rotação na direção X

		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1º Piso	V <sub>ed</sub>	24,8	27,6	28,0	27,4	24,6	31,5	116,7	128,1	31,2
	V <sub>R</sub>	37,5	41,1	42,7	41,0	37,0	47,9	122,6	122,9	47,6
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,95	1,04	0,7
2º Piso	V <sub>ed</sub>	6,9	7,9	8,0	8,2	7,0	4,3	41,6	56,6	4,6
	V <sub>R</sub>	27,3	32,4	35,1	32,2	26,7	34,7	103,9	104,1	33,3
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,1	0,4	0,5	0,1
3º Piso	V <sub>ed</sub>	1,0	0,8	0,5	0,8	1,0	1,0	7,3	10,4	0,8
	V <sub>R</sub>	28,2	28,2	30,0	28,0	28,4	33,0	84,7	84,6	32,4
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0
4º Piso	V <sub>ed</sub>	0,1	0,4	0,7	0,4	0,0	0,3	0,9	1,4	0,1
	V <sub>R</sub>	23,4	23,7	25,1	23,6	23,7	26,5	63,5	63,4	26,2
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5º Piso	V <sub>ed</sub>	0,4	0,9	1,4	0,9	0,3	0,2	0,4	0,3	0,2
	V <sub>R</sub>	17,3	18,4	19,4	18,2	17,4	19,7	28,7	28,6	19,8
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		10	11	12	13	14	15	16	17	18
1º Piso	V <sub>ed</sub>	31,4	114,7	114,4	31,0	25,0	27,8	25,0	25,1	25,2
	V <sub>R</sub>	50,1	131,9	132,6	50,9	50,7	46,3	45,0	46,1	50,6
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,6	0,9	0,9	0,6	0,5	0,6	0,6	0,5	0,5
2º Piso	V <sub>ed</sub>	3,4	40,3	40,5	3,6	5,8	5,7			
	V <sub>R</sub>	38,2	114,3	114,9	38,6	42,7	42,1	40,6	42,1	42,9
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,1	0,4	0,4	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
3º Piso	V <sub>ed</sub>	1,7	8,1	8,0	1,6	1,0	2,7	3,6	3,2	1,5
	V <sub>R</sub>	34,8	88,6	88,3	34,6	33,5	35,5	34,5	35,5	33,8
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0
4º Piso	V <sub>ed</sub>	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6	1,8	2,3	1,8	0,6
	V <sub>R</sub>	27,2	64,6	64,2	26,8	25,1	28,4	27,8	28,4	25,3
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0
5º Piso	V <sub>ed</sub>	0,9	0,9	1,3	0,8	0,6	2,1	2,9	2,2	0,6
	V <sub>R</sub>	19,8	28,5	28,4	19,6	18,1	20,9	20,8	21,0	18,1
	V <sub>ed</sub> /V <sub>R</sub>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0

Tabela 38: Esforço Transverso na direção Y

		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1º Piso	$\theta_{ed}$	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008
	$\theta_{um}$	0,022	0,021	0,021	0,021	0,022	0,020	0,016	0,016	0,020
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,386	0,399	0,404	0,399	0,384	0,425	0,520	0,520	0,423
2º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,018	0,018	0,017	0,018	0,018	0,018	0,014	0,014	0,018
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,010	0,010	0,010	0,010	0,009	0,010	0,013	0,013	0,009
3º Piso	$V_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$V_R$	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,015	0,015	0,018
	$V_{ed}/V_R$	0,005	0,005	0,005	0,005	0,004	0,005	0,006	0,006	0,005
4º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,015	0,015	0,018
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,005	0,005	0,004
5º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,019	0,018	0,018	0,019	0,019	0,018	0,018	0,018	0,018
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
		10	11	12	13	14	15	16	17	18
1º Piso	$\theta_{ed}$	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008
	$\theta_{um}$	0,019	0,016	0,016	0,019	0,019	0,020	0,020	0,020	0,019
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,434	0,537	0,539	0,437	0,443	0,422	0,417	0,420	0,442
2º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000			
	$\theta_{um}$	0,017	0,013	0,013	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,010	0,013	0,013	0,010	0,011	0,011	0,000	0,000	0,000
3º Piso	$V_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$V_R$	0,017	0,014	0,014	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
	$V_{ed}/V_R$	0,005	0,006	0,006	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
4º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,018	0,015	0,015	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,004	0,005	0,005	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
5º Piso	$\theta_{ed}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$\theta_{um}$	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018
	$\theta_{ed}/\theta_{um}$	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003

Tabela 39: Rotação na direção Y

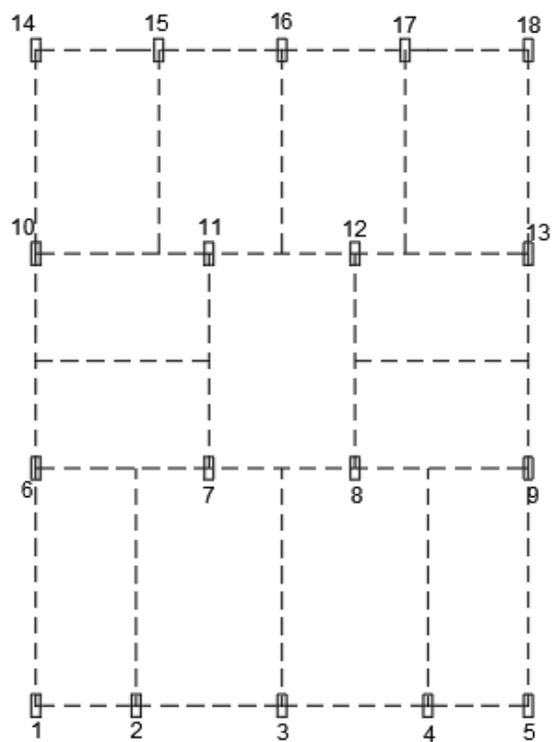
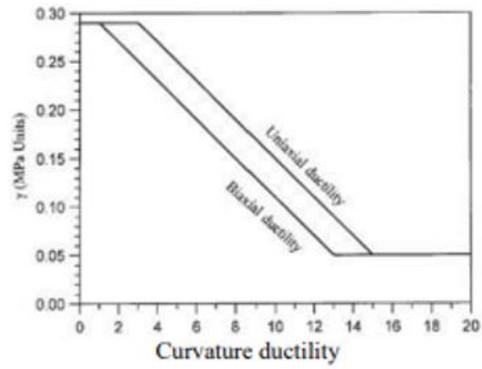


Figura 71: Planta da numeração dos pilares utilizada nas tabelas de verificações apresentadas em anexo

Anexo E – Capítulo 6



(a) Beams and columns

Figura 72: Consideração do fator  $\gamma$ , retirado da norma neozelandesa

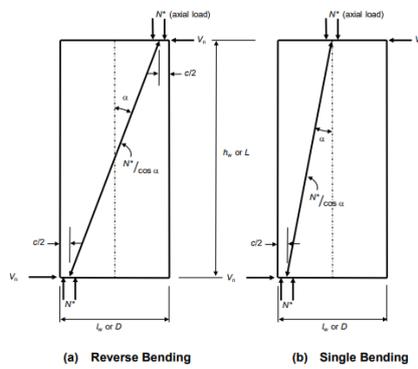


Figure C5.13: Contribution of compressive axial force to shear strength in a column or wall based on Priestley et al. (1994, 1995, 2007)

Figura 73:  $\alpha$ , retirado da norma neozelandesa