



**Caracterização estrutural de edifícios de betão
armado na freguesia de Benfica construídos até 1983
Avaliação e reforço sísmico de um edifício tipo**

Valter Edgar Pereira Xavier

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador:

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Júri

Presidente: Professor Doutor Orlando José Barreiros D'Almeida Pereira

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

Vogal: Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Julho de 2021

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 pelo acompanhamento desta dissertação e do meu percurso académico, pela sua disponibilidade e partilha incessante de conhecimentos. Agradeço a colaboração da Engenheira Rita Couto por toda a ajuda imprescindível, trabalho e resolução de vários problemas que surgiram no desenvolvimento deste estudo.

Quero agradecer a boa disposição, organização e acompanhamento dos funcionários do Arquivo Municipal de Lisboa sito no Arco do Cego, que me receberam durante vários meses e permitiram o levantamento de informação necessária para esta dissertação.

Quero agradecer, especialmente, os meus amigos: Madalena Borges, Francisco Marques, Mariana Ormeche, Álvaro Soares e Martim Alves, por fazerem parte da minha vida nestes anos, por me ajudarem a troco de nada e por tornarem esta experiência académica única.

À memória do colega de trabalho e amigo, Francisco Venâncio.

Por fim, quero agradecer do fundo do coração, os meus pais pela ajuda, paciência, encorajamento e por nunca me ter faltado nada durante estes anos no Instituto Superior Técnico. Cada palavra desta dissertação é dedicada a vocês.

Resumo

Portugal encontra-se na fronteira de placas tectónicas e por este motivo está inserido numa zona com probabilidade de ocorrerem sismos de magnitude moderada. Tendo em conta a perigosidade sísmica que marcou a História e devido aos seus efeitos que conduziram a uma elevada perda de vidas humanas e de bens materiais torna-se necessário adotar medidas que mitiguem os efeitos da ação sísmica.

Os edifícios de betão armado construídos entre 1950 e 1983 correspondem à maioria dos edifícios presentes nas grandes cidades do país, como é o caso de Lisboa. Esta época de construção marca um longo período de tempo em que se dimensionaram e construíram edifícios de betão armado com pouca capacidade resistente e com elementos estruturais de baixa ductilidade, uma vez que os regulamentos eram pouco rigorosos e não consideravam os efeitos da ação sísmica de forma adequada, à luz dos conhecimentos atuais da comunidade técnico-científica.

Tendo em conta a vulnerabilidade e risco sísmico da cidade de Lisboa, torna-se importante identificar e armazenar as características estruturais dos edifícios que constituem o seu parque habitacional numa base de dados. Neste contexto, recolheram-se as informações necessárias de uma amostra de edifícios localizados na freguesia de Benfica (zona Norte) para o desenvolvimento de uma base de dados e os resultados da sua análise estatística permitiram selecionar o edifício mais representativo da amostra de edifícios existentes na zona de estudo.

O objetivo deste estudo visa não só caracterizar os edifícios de betão armado existentes e construídos antes de 1983 numa freguesia de Lisboa, onde predomina este tipo de construção, mas também analisar a vulnerabilidade sísmica de um edifício representativo. Neste sentido, o edifício tipo é selecionado, definido o seu modelo numérico validado a partir dos resultados experimentais *in situ* de vibração ambiente e avaliado o seu desempenho à ação sísmica mais condicionante. Para a avaliação sísmica recorre-se à análise estática não-linear proposta pelo Eurocódigo 8, verifica-se a segurança estrutural como prevista na Parte 3 do Eurocódigo 8, e por fim dimensiona-se uma solução de reforço sísmico.

A presente dissertação insere-se no projeto FCT “MitRisk - Plataforma para apoio à redução do risco sísmico com recurso a soluções de reforço economicamente viáveis”.

Palavra-chave:

Vulnerabilidade e risco sísmico; Análise estatística; Edifícios de Betão Armado; Avaliação sísmica; Análise estática não-linear; Reforço Sísmico

Abstract

As known, Portugal is at the border of tectonic plates, thus located in an area where earthquakes of moderate magnitude can occur. Given the seismic hazard that has marked History, and its effects which led to losses of human lives and constructions, it is necessary to implement measures to mitigate the effects of seismic activity.

The majority of buildings in the big cities of Portugal, such as Lisbon, are reinforced concrete structure and were built between 1950 and 1983. This construction period marks a long period of time in which reinforced concrete buildings were designed and constructed with low strength and low ductility structural elements, since the regulations did not adequately consider the effects of seismic action, compared to the current knowledge of the technical-scientific community.

Considering the vulnerability and the seismic risk of Lisbon, it has become of significant importance to identify and store in a database the inputs regarding the structural properties of this type of buildings. Having this in mind, the necessary information from a specific sample of buildings located in Benfica (North area) was gathered to update the database, using said inputs to, after statistical analysis, select the most representative building from said sample.

The purpose of this study is not only characterize the existing reinforced concrete buildings built before 1983 in an area of Lisbon, where this type of construction predominates, but also verify the seismic vulnerability of a representative building. In this context, a building case study is selected, the numerical model defined, the model validated from the *in situ* experimental results of ambient vibration tests, its seismic performance evaluated to the most conditioning seismic action. For the seismic evaluation, the non-linear static analysis proposed by Eurocode 8 is used, the structural safety is verified as foreseen in Part 3 of Eurocode 8, and finally a seismic retrofit solution is designed.

This dissertation is part of the FCT project “MitRisk - Framework for seismic risk reduction resorting to cost-effective retrofitting solutions”.

Key Words:

Vulnerability and Seismic risk; Structural Characterization; Reinforced Concrete Buildings; Seismic Assessment; Non-linear Static Analysis; Seismic Retrofit

Índice

1.	Introdução.....	1
1.1.	Enquadramento geral.....	1
1.2.	Objetivos.....	2
1.3.	Estrutura da dissertação.....	3
2.	Enquadramento.....	5
2.1.	Enquadramento histórico da freguesia da Benfica.....	5
2.2.	Enquadramento da vulnerabilidade e risco sísmico.....	5
2.3.	Edifícios de betão armado em Portugal.....	6
2.4.	Modelo estrutural.....	7
2.5.	Critérios de segurança.....	9
2.5.1.	Capacidade dos elementos estruturais dúcteis.....	10
2.5.2.	Capacidade dos elementos estruturais frágeis.....	11
2.6.	Análise estática não-linear.....	13
3.	Caracterização do parque habitacional – Freguesia de Benfica.....	15
3.1.	Caracterização da base de dados.....	15
3.1.1.	Sistemas de Informação Geográfica.....	15
3.1.2.	Organização dos dados e da tabela de atributos.....	16
3.2.	Análise da base de dados.....	17
3.2.1.	Programa de cálculo.....	17
3.2.2.	Tratamento de dados.....	17
3.2.3.	Análise global dos dados.....	18
3.2.4.	Análise pormenorizada dos dados – Análise estatística.....	22
3.2.4.1.	Características dos materiais de construção.....	22
3.2.4.2.	Altura entre pisos.....	23
3.2.4.3.	Espessura das lajes.....	24
3.2.4.4.	Geometria dos pilares.....	25
3.2.4.5.	Geometria das paredes.....	27
3.2.4.6.	Geometria das vigas.....	28
3.2.4.7.	Armadura dos pilares.....	30
3.2.4.8.	Armadura das paredes.....	34
3.2.4.9.	Armadura das vigas.....	36
4.	Caso em estudo – Identificação e modelação.....	39
4.1.	Descrição geral do edifício tipo.....	39
4.2.	Arquitetura.....	39

4.3.	Conceção estrutural	39
4.4.	Pormenorização dos elementos estruturais	40
4.5.	Modelação do edifício tipo.....	42
4.5.1.	<i>Software</i> adotado	42
4.5.2.	Betão armado	42
4.5.3.	Alvenaria.....	44
4.5.4.	Definição da estrutura	44
4.5.5.	Fundações.....	46
4.5.6.	Lajes	46
4.5.7.	Elementos estruturais.....	46
4.5.8.	Elementos não-estruturais	48
4.5.9.	Definição das cargas gravíticas	51
4.5.10.	Definição das massas	52
5.	Caracterização dinâmica do edifício tipo e Calibração do modelo	53
5.1.	Introdução.....	53
5.2.	Ensaio <i>in situ</i> de caracterização dinâmica	53
5.3.	Análise dinâmica modal.....	56
5.3.1.	Modelo do edifício tipo isolado	56
5.3.2.	Modelo do edifício tipo inserido no quarteirão	58
6.	Avaliação e reforço sísmico do caso em estudo.....	61
6.1.	Avaliação sísmica – Análise estática não-linear	61
6.1.1.	Definição da ação sísmica	61
6.1.2.	Curvas de capacidade.....	62
6.1.3.	Distribuição de danos dos elementos dúcteis e frágeis	64
6.1.4.	Método N2	67
6.2.	Reforço da estrutura.....	70
7.	Conclusão e desenvolvimento de estudos.....	77
7.1.	Conclusão.....	77
7.2.	Desenvolvimento de futuros estudos	78
	Bibliografia.....	80
	Anexos	85
	Anexo A – Análise estatística da base de dados	85
	Anexo B – Identificação do edifício tipo	89
	Anexo C – Modelação do edifício tipo.....	93
	Anexo D – Avaliação do desempenho sísmico.....	98

Índice de Figuras

Figura 1 – Mapa cartográfico da freguesia de Benfica em 1910 (à esquerda); Ortofotomapa da freguesia de Benfica em 2016 (à direita) (CML, 2020)	5
Figura 2 – Definição do elemento viga-coluna com plasticidade distribuída no (QuakeCoRE, 2017)	8
Figura 3 – Comparação da curva de capacidade de um modelo numérico com e sem paredes de alvenaria (Celerac, D. et al., 2012).	14
Figura 4 – Freguesia de Benfica (delimitada a encarnado) e zona de levantamento de dados (delimitada a amarelo) (adaptado do ArcGIS)	15
Figura 5 – Dados disponíveis no Arquivo Municipal de Lisboa (à esquerda); Tabela de atributos do edifício tipo (à direita)	17
Figura 6 – Representação da zona sobre a qual se recolheu informação na freguesia de Benfica.....	18
Figura 7 – Número de edifícios por época de construção e tipo de configuração (à esquerda); Número de edifícios por número de andares e tipo de configuração (à direita)	19
Figura 8 – Número de edifícios por época de construção e número de andares.....	20
Figura 9 – Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função das épocas de construção	21
Figura 10 – Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função do tipo de configuração.....	21
Figura 11 – Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função do número de andares	21
Figura 12 – Número de edifícios em função da altura do primeiro piso (à esquerda), da altura dos restantes pisos (à direita) e do tipo de configuração	23
Figura 13 – Análise estatística dos números de edifícios em função da altura do primeiro piso para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e póstico (à direita)	23
Figura 14 – Análise estatística dos números de edifícios em função da altura dos restantes pisos para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e póstico (à direita).....	24
Figura 15 – Análise estatística dos números de edifícios em função da espessura da laje .	25
Figura 16 – Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção dos pilares mais comuns em planta para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e póstico (à direita)	25
Figura 17 – Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção dos pilares de maior dimensão em planta para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e póstico (à direita).....	26
Figura 18 - Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção das paredes mais comuns (à esquerda) e de maior dimensão (à direita) em planta.....	28
Figura 19 – Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção das vigas de bordo para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e póstico (à direita)	28

Figura 20 – Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção das vigas interiores para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e póstico (à direita).....	29
Figura 21 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal dos pilares mais comuns (à esquerda) e dos pilares de maior dimensão (à direita) em planta.....	30
Figura 22 – Análise estatística dos diâmetros dos varões da armadura longitudinal dos pilares	32
Figura 23 - Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura transversal dos pilares mais comuns (à esquerda) e dos pilares de maior dimensão (à direita) em planta.....	33
Figura 24 – Análise estatística dos espaçamentos das armaduras transversais dos pilares	34
Figura 25 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal das paredes mais comuns (à esquerda) e das paredes de maior dimensão (à direita) em planta.....	35
Figura 26 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura transversal das paredes mais comuns (à esquerda) e das paredes de maior dimensão (à direita) em planta.....	36
Figura 27 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal das vigas de bordo (à esquerda) e das vigas interiores (à direita).....	37
Figura 28 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura transversal das vigas de bordo (à esquerda) e das vigas interiores (à direita)	38
Figura 29 – Alçado principal (à esquerda) e alçado tardoz (à direita) do edifício tipo localizado na Estrada dos Arneiros nº 34 - Lisboa.....	39
Figura 30 – Planta do edifício tipo disponível no Arquivo Municipal (à esquerda); Traçado da planta do edifício tipo em AutoCAD (à direita)	40
Figura 31 – Pormenorização dos pilares no projeto do edifício tipo disponível no Arquivo Municipal	40
Figura 32 – Pormenorização das vigas no projeto de estruturas do edifício tipo disponível no Arquivo Municipal	41
Figura 33 – Gráfico da relação tensão-deformação teórico do betão (à esquerda) e no OpenSees (à direita) (OpenSees, 2012).....	43
Figura 34 – Gráfico da relação tensão-deformação teórico do aço (à esquerda) e no OpenSees (à direita) (OpenSees, 2012).....	43
Figura 35 – Pormenorização da planta com destaque na falta de alinhamento das vigas ...	45
Figura 36 - Pormenorização da planta traçada no OpenSees com destaque no alinhamento das vigas	45
Figura 37 – Pormenorização da planta com destaque no pilar enviesado e no pilar comprido	47
Figura 38 – Modelo de cálculo para as inércias e momentos do pilar enviesado	47

Figura 39 – Modelo das paredes de alvenaria através de duas escoras à compressão (Couto, R. et al., 2020).....	49
Figura 40 – Relação quadrilinear da força-deslocamento da parede de alvenaria (Panagiotakos, T. et al., 2001).	49
Figura 41 – Traçado da planta em AutoCAD do edifício tipo (à esquerda) e identificação das paredes de alvenaria que foram modeladas (à direita)	51
Figura 42 – Localização do ensaio na planta do edifício	54
Figura 43 – Acelerómetro triaxial utilizado no ensaio <i>in situ</i> (EQMet, 2014).	54
Figura 44 – Tela do programa do ensaio <i>in situ</i> , que regista três aceleração simultâneas correspondentes a cada direção	55
Figura 45 – Espectro do módulo da magnitude do ensaio na direção longitudinal	56
Figura 46 - Espectro do módulo da magnitude do ensaio na direção transversal	56
Figura 47 – Deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo isolado sem as paredes.....	57
Figura 48 – Deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo isolado com as paredes.....	58
Figura 49 – Representação do cenário real do edifício tipo para o modelo no OpenSees ...	59
Figura 50 - Deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo no quarteirão sem as paredes.....	59
Figura 51 – Deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo no quarteirão sem as paredes.....	60
Figura 52 – Espectro de resposta elástica em função da ação sísmica.....	62
Figura 53 – Curvas de capacidade para o modelo com e sem paredes sujeito aos dois tipos de carregamento lateral em função do sentido e da direção	63
Figura 54 – Curvas de capacidade para os modelos com e sem paredes incluindo os pontos associados aos deslocamentos das ruturas	65
Figura 55 – Traçado da planta do edifício em AutoCAD (à esquerda) e a respetiva numeração dos pilares (à direita)	66
Figura 56 – Distribuição de danos nos pilares (1/2)	66
Figura 57 – Distribuição de danos nos pilares (2/2)	67
Figura 58 – Curvas de capacidade com os pontos do deslocamento-alvo e os deslocamentos de rutura para a ação condicionante.....	70
Figura 59 – Valores de rácio entre o esforço transversal atuante e resistente dos pilares, antes e depois do reforço com CFRP (1/2).....	74
Figura 60 – Valores de rácio entre o esforço transversal atuante e resistente dos pilares, antes e depois do reforço com CFRP (2/2).....	75
Figura 61 – Curvas de capacidade com os pontos do deslocamento-alvo e os deslocamentos de rutura para a ação condicionante após o reforço da estrutura	75
Figura 62 – Análise estatística dos números de edifícios em função do ano de construção para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)	85

Figura 63 – Análise estatística dos números de edifícios em função do número de andares para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)	85
Figura 64 – Análise estatística dos números de edifícios em função da espessura das lajes para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)	85
Figura 65 – Planta do primeiro piso do edifício tipo (à esquerda) e o respetivo traçado em AutoCAD (à direita)	89
Figura 66 – Planta do segundo ao penúltimo piso do edifício tipo (à esquerda) e o respetivo traçado em AutoCAD (à direita)	89
Figura 67 – Planta do último piso do edifício tipo (à esquerda) e o respetivo traçado em AutoCAD (à direita)	89
Figura 68 – Projeto de estruturas do edifício tipo (1/2)	90
Figura 69 – Projeto de estruturas do edifício tipo (2/2)	91
Figura 70 – Alinhamento do primeiro piso no modelo no OpenSees	93
Figura 71 – Alinhamento do segundo ao penúltimo piso no modelo no OpenSees	93
Figura 72 - Alinhamento do último piso no modelo no OpenSees	93
Figura 73 – Círculo de Mohr para o cálculo da inercia dos pilares equivalentes	97
Figura 74 – Pormenorização dos pilares equivalentes	97
Figura 75 – Curvas bilineares para o modelo com e sem paredes na direção Y	98
Figura 76 – Curvas bilineares para o modelo com e sem paredes na direção X	98
Figura 77 – Identificação das vigas no alinhamento longitudinal em planta (à esquerda); Identificação das vigas no alinhamento transversal em planta (à direita)	98

Índice de tabelas

Tabela 1 – Número de edifícios em função da época de construção e do número de andares para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)	20
Tabela 2 – Análise estatística das dimensões dos pilares mais comuns em planta	26
Tabela 3 – Análise estatística das dimensões dos pilares de maior dimensão em planta....	27
Tabela 4 – Análise estatística das dimensões das paredes mais comuns em planta.....	27
Tabela 5 – Análise estatística das dimensões das paredes de maior dimensão em planta .	27
Tabela 6 – Dimensões das vigas de bordo.....	29
Tabela 7 – Dimensões das vigas interiores	29
Tabela 8 – Taxa de armadura longitudinal dos pilares mais comuns.....	31
Tabela 9 – Taxa de armadura longitudinal dos pilares de maior dimensão	31
Tabela 10 – Taxa de armadura longitudinal dos pilares	32
Tabela 11 – Diâmetro da armadura longitudinal dos pilares.	32
Tabela 12 – Taxa de armadura transversal dos pilares mais comuns	33
Tabela 13 – Taxa de armadura transversal dos pilares de maior dimensão.....	33
Tabela 14 – Espaçamento das armaduras transversais dos pilares	34
Tabela 15 – Taxa de armadura longitudinal das paredes mais comuns	35
Tabela 16 – Taxa de armadura longitudinal das paredes de maior dimensão.....	35
Tabela 17 – Taxa de armadura transversal das paredes mais comuns.....	36
Tabela 18 – Taxa de armadura transversal das paredes de maior dimensão	36
Tabela 19 – Taxa de armadura longitudinal das vigas de bordo	37
Tabela 20 – Taxa de armadura longitudinal das vigas interiores	37
Tabela 21 – Taxa de armadura transversal das vigas de bordo.	38
Tabela 22 – Taxa de armadura transversal das vigas interiores.....	38
Tabela 23 – Características mecânicas do betão para o modelo.....	43
Tabela 24 – Características mecânicas do aço para o modelo	44
Tabela 25 – Características mecânicas da alvenaria para o modelo	44
Tabela 26 – Valores das ações para a definição da ação gravítica	51
Tabela 27 – Parâmetros para a definição da massa no OpenSees	52
Tabela 28 – Valores das frequências experimentais obtidas através do ensaio <i>in situ</i>	56
Tabela 29 – Valores das frequências e períodos obtidos para o modelo isolado através do OpenSees.....	57
Tabela 30 – Valores das frequências e períodos para o modelo no quarteirão através do OpenSees.....	59
Tabela 31 – Comparação entre as frequências experimentais e as frequências do modelo no quarteirão com paredes	60
Tabela 32 – Parâmetros para a definição da ação sísmica.....	61
Tabela 33 – Valores de deslocamentos de cada rutura na direção X para os dois tipos de modelo.....	65

Tabela 34 – Valores de deslocamentos de cada rutura na direção Y para os dois tipos de modelo.....	65
Tabela 35 – Valores dos coeficientes de transformação.....	67
Tabela 36 – Parâmetros para o cálculo do período do sistema equivalente para o carregamento uniforme.	68
Tabela 37 – Parâmetros para o cálculo do período do sistema equivalente para o carregamento modal.	68
Tabela 38 – Valores de deslocamento-alvo e deslocamentos de rutura para a ação sísmica condicionante	69
Tabela 39 – Verificação de segurança pela Portaria nº 302/2019 (DRE, 2019)	69
Tabela 40– Valores do deslocamento-alvo e o deslocamento último para o modelo a reforçar	71
Tabela 41 – Valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares (1/2)	71
Tabela 42 – Valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares (2/2)	72
Tabela 43 – Valores das características mecânicas do CFRP – SikaWrap-230C (SIKA, 2021).	73
Tabela 44 – Valores de cálculo do esforço transversal resistente do reforço CFRP	74
Tabela 45 – Valores do deslocamento-alvo e o deslocamento último para o modelo reforçado	75
Tabela 46 – Valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares com CFRP (1/2)	76
Tabela 47 – Valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares com CFRP (2/2)	76
Tabela 48 – Comprimento dos pilares mais comuns em planta.....	86
Tabela 49 – Largura dos pilares mais comuns em planta	86
Tabela 50 – Comprimento dos pilares de maior dimensão em planta	86
Tabela 51 – Largura dos pilares de maior dimensão em planta.....	87
Tabela 52 – Altura das vigas de bordo	87
Tabela 53 – Largura das vigas de bordo	87
Tabela 54 – Altura das vigas interiores.....	88
Tabela 55 – Largura das vigas interiores.....	88
Tabela 56 – Pormenorização dos pilares do primeiro piso.....	91
Tabela 57 – Pormenorização das vigas do edifício tipo (1/2)	92
Tabela 58 – Pormenorização das vigas do edifício tipo (2/2)	92
Tabela 59 – Definição dos pilares para o modelo no OpenSees	97
Tabela 60 – Definição das armaduras dos pilares para o modelo no OpenSees	97
Tabela 61 – Verificação de mecanismos nas vigas nos alinhamentos longitudinais (1/2)	99
Tabela 62 – Verificação de mecanismos nas vigas nos alinhamentos longitudinais (2/2)	99

Tabela 63 – Verificação de mecanismos nas vigas nos alinhamentos transversais (1/2) 99

Tabela 64 – Verificação de mecanismos nas vigas nos alinhamentos transversais (2/2) .. 100

Lista de Abreviaturas e Símbolos

Abreviaturas

CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i> – Polímeros reforçados com fibras de carbono;
COV	Coeficiente de Variação;
EC1	Eurocódigo 1;
EC2	Eurocódigo 2;
EC8	Eurocódigo 8;
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i> – Transformação de Fourier;
MLE	<i>Maximum Likelihood Estimation</i> – Princípio de máxima verossimilhança;
RBA	Regulamento de Betão Armado;
REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado;
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;
RGEU	Regulamento Geral das Edificações Urbanas;
SIG	Sistemas de Informação Geográfico.

Letras maiúsculas latinas

A_c	Área de secção do elemento estrutural;
A_s	Área de armadura longitudinal;
$A_{s,min}$	Área de armadura longitudinal mínima;
$A_{s,max}$	Área de armadura longitudinal máximo;
A_w	Área da secção transversal de alvenaria;
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão;
E_f	Módulo de elasticidade do CFRP;
E_s	Módulo de Elasticidade do aço;
E_w	Módulo de Elasticidade de alvenaria;
E_m	Energia de deformação até à formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade;
F_{cr}	Força de corte de fendilhação de alvenaria;
F_{max}	Força máxima de alvenaria;
F_{res}	Força residual de alvenaria;
F_y	Força de corte na base para a formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade;
G	Módulo de distorção;
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente;
G_w	Módulo de distorção;
H_{el}	Altura de alvenaria;
H_w	Altura teórica da parede de alvenaria;
I_c	Momento inércia dos pilares que delimitam as paredes de alvenaria
I_i	Momento inércia do pilar;
I_{eq}	Momento inércia do pilar equivalente;

I_p	Momento polar de inércia;
J	Fator de torção;
K	Rigidez torsional;
K_{deg}	Rigidez associado à força residual de alvenaria;
K_{el}	Rigidez elástica de alvenaria;
K_{sec}	Rigidez secante de alvenaria;
L_0	Comprimento da abertura da parede;
L_w	Comprimento teórico da parede de alvenaria;
$L_{x,i}$	Dimensão longitudinal do piso;
$L_{y,i}$	Dimensão transversal do piso;
L_v	Relação momento/esforço transverso na secção de extremidade;
M_i	Massa do piso;
M_{rd}	Momento de flexão resistente;
M'_{rd}	Momento de flexão resistente;
N	Número total de valores do intervalo selecionado igual a uma potência de 2;
N_i	Esforço axial de compressão;
N_{Ed}	Esforço normal à compressão atuante;
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável;
S	Coefficiente de solo;
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
T^*	Período de vibração do sistema idealizado com um grau de liberdade;
V_{Ed}	Esforço transverso atuante;
V_{Rd}	Esforço transverso resistente;
V_w	Contribuição das armaduras transversais;
$V_{w,total}$	Esforço transverso resistente;
$V_{w,f}$	Contribuição do CFRP no valor de esforço transverso resistente.

Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um solo do tipo B;
a_{gr}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície para um solo do tipo B;
b	Largura da secção;
b_w	Largura equivalente da escora diagonal;
d_d	Deslocamento da rutura dúctil;
d_f	Deslocamento da rutura frágil;
d_t	Deslocamento-alvo da estrutura;
d_m^*	Deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade;

d_y^*	Deslocamento limite de plasticidade do sistema equivalente com um só grau de liberdade;
$d_{d,ref}$	Deslocamento da rutura dúctil após o reforço;
$d_{f,ref}$	Deslocamento da rutura frágil após o reforço;
$d_{t,ref}$	Deslocamento-alvo após o reforço;
f_{cc}	Tensão de rutura do betão confinado à compressão;
f_n	Frequência do espectro de Fourier – FFT;
f_{su}	Tensão última do aço;
f_{sy}	Tensão de cedência do aço;
f_{yd}	Tensão de cedência do aço;
f_{yw}	Tensão de cedência das armaduras transversais;
$f_{u,fd}$	Valor de cálculo da resistente última da manta de CFRP;
f_u	Resistência última da manta de CFRP;
f_l	Nível de pressão do confinamento;
h	Altura da secção horizontal;
m^*	Massa do sistema equivalente de um grau de liberdade;
n	Número da coordenada da função;
t	Largura da secção;
t_f	Espessura da manta de CFRP;
t_w	Espessura da escora diagonal;
s	Comprimento da secção;
w'	Taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida;
w	Taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada;
x	Altura da zona de compressão na secção;
z	Braço do binário das forças internas.

Letras maiúsculas gregas

Γ	Coeficiente de transformação.
----------	-------------------------------

Letras minúsculas gregas

α	Fator do comportamento da parede;
α	Coeficiente de eficácia do confinamento;
γ_1	Coeficiente de importância;
δ	Ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar;
ε_{c1}	Extensão à compressão correspondente a f_{cm} ;
ε_{cc}	Extensão do betão confinada correspondente à tensão f_{cc} ;
ε_{cu1}	Extensão última à compressão;
$\varepsilon_{cu,c}$	Extensão última do betão confinado;
ε_{sh}	Extensão de cedência do aço;
ε_{su}	Extensão última do aço;
ε_{uf}	Extensão última do CFRP;

η	Coeficiente de correção do amortecimento;
θ	Rotação total da corda;
θ_{um}	Capacidade de rotação última;
θ_{um}^{pl}	Parte plástica da capacidade de rotação da corda ;
θ_y	Capacidade de rotação na cedência;
f_{cm}	Resistência média à compressão
f_{ctm}	Resistência média à tração;
f_{yw}	Tensão de cedência dos estribos à tração;
f_c	Tensão de rutura do betão à compressão;
\emptyset	Diâmetro da armadura longitudinal dos pilares;
ρ_d	Percentagem de armaduras diagonais;
ρ_f	Taxa volumétrica de CFRP
ρ_i	Taxa de armadura longitudinal dos pilares;
ρ_{sx}	Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção x do carregamento;
ρ_{tot}	Taxa total das armaduras longitudinais;
ρ_f	Taxa geométrica de CFRP;
ρ_w	Percentagem das armaduras transversais;
μ	Fator de ductilidade;
μ_{Δ}^{pl}	Fator de ductilidade em rotação;
τ_{cr}	Tensão de corte de fendilhação da parede de alvenaria;
λ_0	Fator de redução de alvenaria;
ν	Coeficiente de Poisson;
$\psi_{E,i}$	Coeficiente de combinação da ação variável.

1. Introdução

1.1. Enquadramento geral

Os sismos resultam na libertação de tensões acumuladas no interior da Terra ao longo do tempo, sendo que na maioria dos casos são imprevisíveis. Portugal está suscetível a ações sísmicas por se encontrar no limite de duas placas tectónicas; de facto, verifica-se que os sismos de grande magnitude em Portugal estão associados a elevados períodos de retorno comparativamente com outros países com atividade sísmica mais frequente e que, por este motivo, tem havido passividade na forma como os sismos são considerados. A instabilidade sísmica marcou negativamente o país devido à elevada perda de vidas humanas e de bens materiais ao longo da sua História (Borges, J. et al., 2001). A cada ação sísmica registada esteve sempre presente a necessidade de recuperar os danos sofridos, de reinventar técnicas de construção e de criar novos regulamentos, como foi o caso do sismo ocorrido no ano de 1755, que levou à definição de um Portugal pré-sismo e de um Portugal pós-sismo (Lopes, M., 2008).

Além da ocorrência destes fenómenos naturais, surgiram também fenómenos de cariz humano que contribuíram para a história da Engenharia Civil em Portugal. Nas últimas quatro décadas do século XX houve grandes mudanças políticas, crises económicas e alterações sociais que impactaram a distribuição e características da população portuguesa. Durante este período de tempo, destacam-se alguns fenómenos demográfico-espaciais importantes na Área Metropolitana de Lisboa, possíveis de observar também na generalidade do país, como por exemplo, o crescimento demográfico aliado com o envelhecimento da população. A resposta a este problema foi a elevada construção de edifícios acompanhada por um abandono dos regulamentos e, conseqüentemente, ao dimensionamento de edifícios em betão armado sem a consideração das ações sísmicas, levando ao surgimento de estruturas com mau desempenho sísmico, assentes em técnicas construtivas simples e rápidas de executar. Tendo em conta que há uma grande percentagem de edifícios em Portugal construídos nesta época e que estão inseridos no mesmo contexto histórico, é premente a necessidade de os estudar assim como de avaliar a sua capacidade de resistência (Gago, A., 2011).

A identificação de zonas vulneráveis à ação sísmica com a caracterização estrutural e das técnicas de construção dos edifícios nessas zonas permitem desenvolver estudos de avaliação ao desempenho sísmico, identificar os edifícios mais vulneráveis à ocorrência de um sismo e priorizar o reforço dos casos mais críticos (Jarimba, A., 2016). Se toda esta informação estiver coligida e armazenada numa base de dados, todo o processo de avaliação da segurança sísmica e, se necessário, o dimensionamento de um reforço sísmico de um edifício localizado nessa zona será facilitado no futuro.

O método de referência para a avaliação sísmica de edifícios existentes é a análise estática não-linear que permite caracterizar o comportamento do edifício e identificar os elementos estruturais mais vulneráveis às ações sísmicas. A qualidade e o nível das análises não-lineares permitem quantificar o reforço e, por conseguinte, reduzir os custos de intervenção (Faustino, D., 2012).

A presente dissertação insere-se no âmbito do projeto FCT “MitRisk - Plataforma para apoio à redução do risco sísmico com recurso a soluções de reforço economicamente viáveis”, e na necessidade de dar continuidade ao estudo da avaliação do desempenho sísmico de edifícios antigos de betão armado em Lisboa.

Neste contexto definiu-se como primeira tarefa caracterizar a construção, em particular os detalhes estruturais de uma zona da cidade representativa desta tipologia de edifícios e armazenar toda a informação numa base de dados, respetivamente. Através da base de dados, se a amostra de edifícios for adequada, é possível escolher um único edifício que seja o mais representativo dessa zona e, após a avaliação do seu desempenho sísmico, verificar a segurança estrutural como está preconizada na Parte 3 do EC8 (NP EN1998-3, 2017).

A avaliação sísmica de uma determinada zona do parque habitacional pode ter outros fins, como por exemplo, traçar um mapa de vulnerabilidade sísmica, melhorar o controlo dos danos provocados por sismos nos edifícios e reforçar os casos mais condicionantes (Jarimba, A., 2016).

1.2. Objetivos

Os objetivos desta dissertação são:

- i. Caraterizar estruturalmente o parque habitacional de betão armado da freguesia de Benfica construído antes do ano de 1983 e armazenar os dados num Sistema de Informação Geográfica – SIG, de forma a associar a informação sobre as características estruturais dos edifícios com a sua disposição e localização espacial;
- ii. Definir a distribuição estatística de um conjunto de propriedades estruturais relevantes para a avaliação sísmica adequada do edificado, isto é, que permita o recurso a análises não-lineares.
- iii. Avaliar o desempenho sísmico do edifício selecionado como representativo da zona de estudo, de acordo com os procedimentos de análise adotados na Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017).
- iv. Desenvolver e analisar uma solução de reforço sísmico, com vista à verificação da segurança sísmica regulamentar preconizada no EC8 (NP EN1998-3, 2017).

O primeiro objetivo, a criação de uma base de dados, corresponde à recolha de informações relativas a cada edifício localizado numa determinada zona da freguesia de Benfica no Arquivo Municipal de Lisboa, situado no Arco Cego. Este estudo visa consultar em formato digital as características do edifício, a pormenorização da estrutura, as técnicas de construção empregues, o caderno de encargos, a memória descritiva, o projeto de estruturas, o projeto de alterações, entre outros, dos números de obra dos edifícios para a tabela de atributos da base de dados.

Após a base de dados completa e inserida numa plataforma de informação geográfica realizou-se uma análise exaustiva à base de dados e aplicaram-se conceitos estatísticos de forma a interpretar e relacionar os dados recolhidos de interesse. A compilação destes dados permitiu aproximar a sua tendência através dos seus parâmetros estatísticos com uma distribuição de probabilidades conhecida, para fundamentar e validar a escolha do edifício representativo da zona de estudo. Para a modelação adequada do edifício tipo e avaliação do seu desempenho sísmico à ação mais condicionante, foi necessário proceder a várias alterações

do modelo de forma a aproximar as características dinâmicas obtidas com o modelo numérico às características dinâmicas experimentais obtidas a partir de um ensaio *in situ* de vibração ambiental.

A análise da estrutura sujeita à ação sísmica condicionante consiste na aplicação do método N2 que recorre a análises estáticas não-lineares como definido na Parte 1 do EC8 e a não verificação de segurança justifica o dimensionamento de uma solução de reforço (NP EN1998-1, 2010).

1.3. Estrutura da dissertação

Esta dissertação encontra-se dividida em sete capítulos, complementados com os anexos.

Este capítulo, sendo o primeiro de todos, destina-se à apresentação do estudo desenvolvido, do enquadramento geral, dos objetivos e da estrutura da dissertação.

No segundo capítulo introduzem-se os princípios e conceitos teóricos que se aplicam ao estudo e que contribuem para o desenvolvimento do mesmo. Inicialmente é inserido o enquadramento histórico da freguesia de Benfica, o enquadramento do risco e vulnerabilidade sísmica de Portugal, de seguida é caracterizada a tipologia dos edifícios estudados nesta dissertação incluindo o tipo de modelo numérico adotado e, por fim, apresentam-se os procedimentos para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes e as análises estáticas não-lineares como definidos no EC8 (NP EN1998-3, 2017).

No terceiro capítulo são abordados a metodologia que deu origem à base de dados e o tipo de análise estatística realizada. Numa primeira fase a base de dados é caracterizada quanto ao seu conteúdo e é explicado como se organizaram os dados recolhidos numa tabela de atributos. Este capítulo termina com a análise estatística da base de dados comparando os resultados obtidos com outros estudos e com a regulamentação preconizadas no EC2 (NP EN1992-1-1, 2010).

No quarto capítulo é identificado o edifício mais representativo da zona de recolha de dados em função dos resultados obtidos no capítulo anterior, e, de seguida, apresentam-se os pormenores de arquitetura, a conceção estrutural e o projeto de estruturas. Com a identificação do caso de estudo, parte-se para a modelação numérica do edifício tipo num modelo de fibras incluindo a explicação do processo de modelação dos materiais do edifício, dos elementos estruturais e não-estruturais, a definição da ação das cargas gravíticas e das massas, bem como as simplificações adotadas.

O quinto capítulo é referente à calibração do modelo numérico através dos valores das características dinâmicas obtidas a partir da realização de um ensaio *in situ* no edifício (ensaio de vibração ambiental). Na realidade, o ensaio *in situ* permite obter as frequências fundamentais experimentais do edifício que serão comparadas com as frequências dos modos de vibração da estrutura obtidas numericamente com recurso a uma análise dinâmica modal.

No sexto capítulo apresentam-se e são discutidos os resultados obtidos da avaliação sísmica detalhada no capítulo anterior. Inicialmente define-se a ação sísmica de acordo com os requisitos de desempenho, os critérios de conformidade, a combinação de efeitos e o nível de conhecimento, de seguida são apresentadas as curvas de capacidade e a distribuição de danos

(para os deslocamentos últimos da estrutura para o modelo calibrado). Aplica-se o método N2 de forma a obter o deslocamento-alvo e verifica-se a segurança dos elementos dúcteis e frágeis. Por fim, em função dos resultados obtidos do desempenho sísmico à ação sísmica mais condicionante e tendo em conta a distribuição de danos no edifício, propõe-se uma solução de reforço sísmico com CFRP.

No sétimo e último capítulo, apresentam-se uma síntese dos trabalhos realizados, os resultados que se destacam e a sua relação com os objetivos propostos. Conclui-se a dissertação com propostas para o desenvolvimento de futuros estudos.

Os anexos servem de apoio à leitura do texto e permitem a consulta de partes específicas do estudo mais relevantes.

2. Enquadramento

2.1. Enquadramento histórico da freguesia da Benfica

A freguesia de Benfica começou por ser uma aldeia camponesa afastada do centro da cidade, que, após o acompanhamento do crescimento demográfico e evolução histórica, integrou-se naturalmente a Lisboa como se pode verificar na Figura 1 (JFB, 2011).



Figura 1 – Mapa cartográfico da freguesia de Benfica em 1910 (à esquerda); Ortofotomapa da freguesia de Benfica em 2016 (à direita) (CML, 2020)

Em meados do séc. XVIII surgiu um aumento demográfico de novas classes sociais abastadas devido à atração da paisagem da Serra de Monsanto, à proximidade com o centro da cidade, à acessibilidade ao comércio litoral junto ao Rio Tejo e aos benefícios da construção do Aqueduto das Águas Livres (JFB, 2011).

No séc. XIX, como resposta à rápida expansão da periferia do centro da cidade, das novas redes de transporte e do crescimento do parque habitacional, surgiu a necessidade de separação territorial entre Benfica, Belém e Amadora, tornando-as freguesias de Lisboa que, aquando da inauguração oficial da linha ferroviária, a interface Sintra-Lisboa, originou a divisão das freguesias de Benfica e de S. Domingos de Benfica (JFB, 2011). O elevado envelhecimento da população local e o surgimento de novas oportunidades de trabalho, no fim do séc. XX, levaram a uma crescente taxa de migração da população de gerações mais novas do centro da cidade para as zonas suburbanas. A evolução da área urbana de uma grande urbe, como é o caso de Lisboa, resume-se a fenómenos de suburbanização e periurbanização, à gentrificação, à realocação industrial, à desconcentração das atividades económicas e à litoralização associada ao lazer devido à melhoria das redes de transporte (Santos, R., 2016).

Atualmente, a freguesia de Benfica é a quarta maior freguesia em termos de número de população residente e a terceira freguesia com maior número de edifícios clássicos no município de Lisboa (INE, 2012).

2.2. Enquadramento da vulnerabilidade e risco sísmico

Atendendo à localização tectónica de Portugal, considera-se que o território nacional está inserido numa zona sísmica caracterizada maioritariamente por fenómenos de baixa magnitude, com probabilidade de ocorrerem, esporadicamente, fenómenos sísmicos de moderada a elevada magnitude (Borges, J. et al., 2001).

A vulnerabilidade sísmica de uma zona é definida através da relação das características e tipologias de construção com os danos observados nos edifícios quando sujeitos a ações

sísmicas, uma vez que, os danos estão dependentes da tipologia e dimensionamento da estrutura, da arquitetura, da qualidade dos materiais, das técnicas de construção, entre outros (AML, 2013).

O risco sísmico é definido como uma medida de perdas esperadas, quer sejam económicas quer sejam humanas, para elementos sujeitos a ações sísmica de uma determinada zona. Os elementos em risco podem ser edifícios, atividades económicas ou vidas, sendo que a sua definição irá condicionar a forma como o risco sísmico é quantificado. As consequências de um sismo dependem diretamente da sua extensão e dos danos causados, uma vez que, para uma zona identificada como muito vulnerável a sismos, é possível que esteja associada a um baixo risco sísmico desde que, por exemplo, contenha poucos elementos e os impactos sejam facilmente minimizados (AML, 2013).

Neste contexto, para algumas regiões do país, como a Área Metropolitana de Lisboa, o risco sísmico é consideravelmente alto devido a fatores que caracterizam o seu parque habitacional, como por exemplo, a construção de edifícios em épocas associadas a regulamentos de dimensionamento desadequados às ações sísmicas, ao desordenamento de ocupação territorial, à degradação dos edificados, à concentração de população nos centros urbanos, entre outros (AML, 2013).

Dado que a ocorrência de um sismo é inevitável e imprevisível, resta adotar uma postura ativa, a quem dimensiona estruturas de edifícios novos ou reforça estruturas de edifícios existentes de forma a prevenir, corrigir e combater os fatores que contribuem para a existência de um risco real para a sociedade.

2.3. Edifícios de betão armado em Portugal

As consequências dos sismos que surgiram ao longo da História de Portugal estão associadas, sobretudo, aos danos excessivos nos edifícios e consequentemente ao seu colapso, uma vez que a resistência sísmica do edifício deveria desempenhar desde sempre um papel fundamental na proteção da sociedade contra estes fenómenos.

A tipologia dos edifícios em betão armado pode ser de dois tipos: as estruturas mistas ou as porticadas. As estruturas mistas são constituídas por pilares, vigas, lajes e paredes estruturais, enquanto as estruturas porticadas são constituídas apenas por pilares, vigas e lajes.

A resistência sísmica das estruturas mistas é garantida pelas forças de interação do efeito pórtico-parede, enquanto nas estruturas porticadas a resistência sísmica está associada essencialmente à capacidade resistente de flexão e corte das vigas e pilares. Nos dois casos é importante considerar que as lajes têm rigidez suficiente no seu plano para garantir o efeito de diafragma em cada piso e, consequentemente, conduzir as forças laterais entre os elementos estruturais. O comportamento dos edifícios de betão armado é influenciado significativamente pela sua configuração em planta e a regularidade em altura, isto é, estruturas com uma configuração simétrica em planta e regulares em altura estão associadas a um comportamento sísmico adequado, ao contrário das estruturas com plantas complexas e assimétricas ou irregulares em altura.

Neste contexto, destacam-se os edifícios porticados de betão armado construídos entre os anos de 1960 e 1980 que apresentam elementos estruturais pouco dúcteis e com baixa capacidade de dissipação de energia. Esta época de construção está associada a grandes alterações nos regulamentos de dimensionamento, entre regulamentos desprovidos das ações sísmicas e um regulamento que considerava as ações sísmicas no dimensionamento (Saraiva, J.P. et al., 2006).

Além das próprias características das estruturas, destaca-se a utilização de alvenaria em tijolo nas paredes divisórias (paredes de enchimento). Estas paredes apresentam-se, na maioria dos casos, ligadas aos elementos estruturais de betão armado que as delimitam, influenciando o seu desempenho sísmico. Apesar de ser frequente desprezar a contribuição de paredes de alvenaria na capacidade resistente a sismos dos edifícios, devido à presença de aberturas ou à espessura reduzida, deve haver precaução na consideração desta hipótese, dado que o preenchimento dos pórticos com alvenaria permite aumentar a rigidez no seu plano e, conseqüentemente, melhorar a resistência a ações sísmicas enquanto as paredes de enchimento não colapsam. Na realidade, esta rigidez só é beneficiada com a presença das paredes enquanto não ocorrer fendilhação ou colapso das mesmas, dado que a ocorrência destes fenómenos pode levar a uma rigidez irregular em altura, prejudicando os outros elementos estruturais (Póvoas, R. et al., 2016).

De seguida serão discutidas algumas características estruturais e de construção importantes que leva a que o estudo destes edifícios seja tão importante.

Relativamente às taxas de armaduras, verifica-se a existência de baixos valores de taxa de armadura longitudinal e transversal nos elementos estruturais que, por conseguinte, tornam o betão pouco ou nada confinado. Quanto às armaduras longitudinais verifica-se a presença de varões de aço lisos com baixa capacidade resistente e com amarrações ineficientes, na maioria dos edifícios de betão armado construídos até 1970. Quanto às armaduras transversais verifica-se que: (i) era comum optar por armaduras inclinadas nas vigas junto aos apoios, em vez de estribos; (ii) optar por elevados espaçamentos entre armaduras condicionando o desempenho dos elementos estruturais e, conseqüentemente, sem evitar o colapso por corte.

Nos nós de ligação viga-pilar era comum interromper as armaduras longitudinais sem ancoragens adequadas, principalmente nas zonas onde seria expectável encontrar esforços elevados, conseqüentemente, dando origem a ligações ineficientes entre elementos estruturais e à capacidade deficiente de conduzir esforços. A capacidade resistente do betão era baixa comparativamente ao que se aplica atualmente e é possível verificar falhas técnicas na construção que levam a uma distribuição irregular do betão nos elementos estruturais. O recobrimento era insuficiente o que levava, a longo prazo, à fendilhação do betão, seguida da corrosão das armaduras (Póvoas, R. et al., 2016).

2.4. Modelo estrutural

A resposta de um sistema estrutural pode ser analisada por métodos analíticos ou por métodos numéricos. Para estruturas mais simples normalmente opta-se por métodos analíticos, uma vez que é possível obter soluções exatas de forma rápida e prática, contudo, para estruturas

mais complexas é recomendável adotar métodos numéricos devido à capacidade de cálculo computacional dos programas envolvidos.

Neste contexto, é possível definir três tipos de modelação numérica que dependem do seu nível de complexidade e otimização, isto é: os modelos numéricos globais, os modelos numéricos de elementos finitos discretos e os modelos numéricos de elementos finitos microscópicos, sendo que dos três tipos de modelação, os modelos numéricos de elementos finitos discretos são os que apresentam melhor relação entre a simplicidade de execução e a precisão de resultados (Scapone et al., 1996). Nos métodos numéricos referidos anteriormente, em função do programa computacional que se adotou para a modelação da estrutura, é possível aplicar diferentes algoritmos para a resolução dos sistemas de equações, sendo usualmente aplicado o algoritmo de Newton-Raphson para o desenvolvimento de análises não-lineares (Scapone et al., 1996).

Nesta dissertação, como será abordado nos capítulos seguintes, devido à complexidade da estrutura, do código do programa computacional e os objetivos das análises, adotou-se um modelo numérico de elementos finitos discretos – modelo de fibras, com o algoritmo Krylov-Newton que permite alcançar rapidamente a convergência com base no algoritmo modificado de Newton-Raphson para resolver as equações não-lineares.

A modelação de edifícios de betão armado com base no modelo de fibras é a melhor alternativa para simular o comportamento da estrutura sujeita a qualquer tipo de ação cíclica nas análises não-lineares (Spacone et al., 1996). Em cada ponto de integração é definido, transversalmente, a secção do elemento estrutural, a relação constitutiva dos materiais e a pormenorização das armaduras, dado que cada secção é subdividida igualmente em secções mais pequenas, designadas por fibras (Tariq et al., 2018). É de se referir que nos modelos de fibras está implícito que as secções transversais de fibras se mantêm planas durante e após deformação do elemento, desprezando-se o efeito de deformação por corte (Kashani, et al., 2017).

Na Figura 2 apresenta-se um exemplo da divisão de um elemento viga-coluna com uma secção de fibra, como exemplo de um elemento definido no OpenSees.

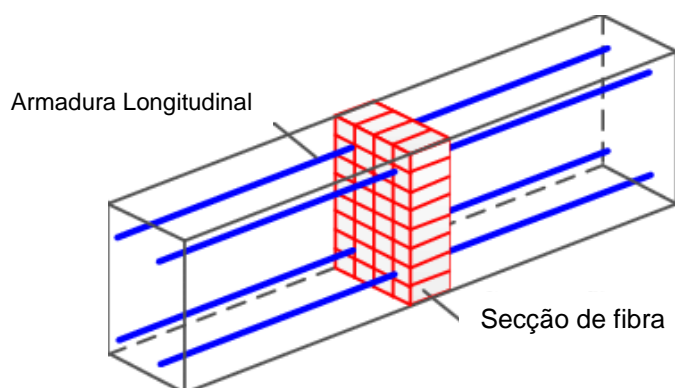


Figura 2 – Definição do elemento viga-coluna com plasticidade distribuída no (QuakeCoRE, 2017)

2.5. Critérios de segurança

A avaliação do desempenho sísmico de um edifício existente permite prever a resposta da estrutura quando sujeita a uma ação sísmica, assim como, avaliar a necessidade de reforço. Note-se que o dimensionamento de estruturas novas de betão armado está assente em critérios de resistência dos elementos, todavia, a abordagem a estruturas existentes é assente no controlo dos deslocamentos globais e locais (Bento, R. et al., 2004).

Para a verificação de segurança do edifício representativo considerou-se a Parte 1 e a Parte 3 do EC8 (NP EN1998-1, 2010; NP EN1998-3, 2017). Estes regulamentos definem o tipo de análise a adotar, a ação sísmica e, caso necessário, o reforço sísmico para os edifícios existentes. Os cinco tipos de análise sísmica indicados no EC8 são: a análise estática linear (método de análise por forças laterais), a análise dinâmica linear (análise modal por espectro de resposta), a análise estática não-linear (análise *pushover*), a análise dinâmica não-linear (análise temporal não-linear) e a abordagem por coeficiente de comportamento (EC8-1, 2004).

É de se destacar que nas análises lineares não se considera o comportamento não-linear da estrutura, sendo por isso adotados métodos indiretos no modelo, como por exemplo, a redução dos efeitos da ação sísmica com o coeficiente de comportamento de forma a considerar a capacidade de dissipação de energia da estrutura devido à degradação dos seus elementos estruturais. As análises dinâmicas não-lineares são as que mais aproximam o comportamento do modelo ao comportamento real da estrutura, todavia, devido ao seu elevado grau de complexidade não são as recomendadas para serem aplicadas em projetos em prol da simplicidade das análises estáticas não-lineares. Neste estudo o desempenho sísmico do edifício tipo será avaliado através de uma análise estática não-linear, a análise *pushover*, como preconizado no EC8 (EC8-1, 2004).

Para Portugal Continental, o espectro de resposta é definido para dois tipos de ações sísmicas: um sismo Tipo 1 e um sismo Tipo 2. Os dois tipos de ações sísmicas diferem no local de origem, na distância e no nível de magnitude, sendo que se pretende verificar qual dos dois tipos de sismo é o mais condicionante para o edifício em função dos espectros de resposta (NP EN1998-1, 2010). Na secção 6.1.1. apresentam-se os valores para a definição da ação sísmica, sendo que estes parâmetros foram obtidos de acordo com o EC8 e permitem definir o espectro de resposta elástico de aceleração (NP EN1998-1, 2010). De acordo com a Parte 1-3.2.2.1(3) do EC8, a ação sísmica horizontal é composta por duas componentes ortogonais, independentes e simultâneas. O valor máximo de cada ação sísmica na estrutura devido às duas componentes horizontais poderá ser calculado como a raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços para cada componente como preconizado na Parte 1-4.3.3.5.1 do EC8 (NP EN1998-1, 2010).

Relativamente à definição do estado limite para a avaliação do desempenho sísmico de um edifício existente, de acordo com a Parte 3 do EC8, é possível admitir um de três estados limite: 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*) (NP EN1998-3, 2017).

Como será descrito no capítulo 4, o caso em estudo é um edifício residencial associado a uma classe de importância II sendo por isso considerado para o estado limite da sua verificação de segurança, o Estado Limite de Danos Severos. Neste contexto, o período de retorno a considerar para a definição da ação sísmica deve ser reduzido para 308 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos. Esta redução deve-se a vários fatores, sendo um deles referido no EC8, o facto de não ser prático exigir a um edifício existente, como o deste caso, o mesmo nível de desempenho sísmico de estruturas novas (NP EN1998-3, 2017).

A ação sísmica, o método de análise, os pormenores construtivos e as verificações de segurança determinam a conformidade da estrutura com os requisitos fundamentais segundo a Parte 3-2.2.1(1) do EC8 (NP EN1998-3, 2017). A verificação de segurança dos elementos estruturais dúcteis deve assegurar que as deformações impostas à flexão durante a ação sísmica não excedem a capacidade de deformação e a verificação dos elementos frágeis deve assegurar que os elementos estruturais têm uma capacidade resistente ao corte superior ao exigido quando impostos à ação sísmica.

Como referido anteriormente, sendo o caso em estudo um edifício residencial, a estrutura será sujeita à verificação de segurança ao Estado Limite de Danos Severos e deve garantir a conformidade com as condições das equações 1 e 2 preconizadas no Anexo A.3.2.3 da Parte 3 do EC8 (NP EN1998-3, 2017).

$$\text{Elementos estruturais dúcteis: } \theta < 0.75 * \theta_{um} \quad \text{eq.(1)}$$

$$\text{Elementos estruturais frágeis: } V_{Ed} < V_{Rd} \quad \text{eq.(2)}$$

sendo que:

- θ – Rotação total da corda;
- θ_{um} – Rotação última da corda;
- V_{Ed} – Esforço transversal atuante;
- V_{Rd} – Esforço transversal resistente.

A definição do nível de conhecimento do edifício permite aferir o valor do coeficiente de confiança e o tipo de análise admissível para os seus elementos estruturais. Este coeficiente de confiança reduz o valor da tensão resistente de compressão do betão e da tensão de cedência do aço no cálculo das capacidades dos mecanismos dúcteis e dos mecanismos frágeis (NP EN1998-3, 2017).

2.5.1. Capacidade dos elementos estruturais dúcteis

A capacidade de rotação última da corda, θ_{um} , é calculada com a equação 3 como preconizado na Parte 3 do EC8 (NP EN1998-3, 2017). Como referido na equação 1 os elementos estruturais devem verificar a segurança com o valor da rotação última reduzido em 75% da capacidade total.

$$\theta_{um} = \frac{0.016}{\gamma_{el}} 0.3^v \left(\frac{\max(0.01; w')}{\max(0.01; w)} f_c \right)^{0.225} \min \left(9; \frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\alpha_{psx}} \frac{f_{yw}}{f_c} 1.25^{100\rho_d} \quad \text{eq.(3)}$$

sendo que:

- γ_{el} – Coeficiente igual a 1.5;
- v – Esforço axial reduzido;

- w' – Taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida;
- w – Taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada;
- L_v – Relação momento/esforço transverso na secção de extremidade;
- h – Altura da secção horizontal;
- α – Coeficiente de eficácia do confinamento;
- ρ_{sx} – Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção x do carregamento;
- f_{yw} – Tensão de cedência dos estribos à tração;
- f_c – Tensão de rutura do betão à compressão;
- ρ_d – Percentagem de armaduras diagonais.

Para modelar o comportamento dos varões lisos nas armaduras, como será discutido na secção 4.5.2, deve-se diminuir o valor da rotação última da corda. Esta redução está associada à incapacidade de dissipação de energia adequada nos elementos estruturais com armaduras lisas, como preconizado no anexo A.3.2.2.2 (5) na Parte 3 do EC8, com uma redução para 80% do valor inicial da rotação de acordo com a equação 4 (NP EN1998-3, 2017).

$$\theta_{um}^{varões\ lisos} = \theta_{um} * 0.8 \quad \text{eq.(4)}$$

De acordo com o anexo A.3.2.2.2 (2) na Parte 3 do EC8, adaptada na equação 6, a capacidade de rotação na cedência da corda, θ_y , é dada pela diferença entre a capacidade de rotação última, θ_{um} , e a componente plástica da capacidade de rotação última, θ_{um}^{pl} , adaptada na equação 5 (NP EN1998-3, 2017).

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{0.0145}{\gamma_{el}} 0.25^v \left(\frac{\max(0.01; w')}{\max(0.01; w)} \right)^{0.3} f_c^{0.2} \min \left(9; \frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\alpha \rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} 1.275^{100\rho_d} \quad \text{eq.(5)}$$

$$\theta_y = \theta_{um} - \theta_{um}^{pl} \quad \text{eq.(6)}$$

sendo que:

- γ_{el} – Coeficiente igual a 1.8;
- v – Esforço axial reduzido;
- w' – Taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida;
- w – Taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada;
- L_v – Relação momento/esforço transverso na secção de extremidade;
- h – Altura da secção horizontal;
- α – Coeficiente de eficácia do confinamento;
- ρ_{sx} – Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção x do carregamento;
- f_{yw} – Tensão de cedência dos estribos à tração;
- f_c – Tensão de rutura do betão à compressão;
- ρ_d – Percentagem de armaduras diagonais;
- θ_y – Rotação na cedência da corda.

2.5.2. Capacidade dos elementos estruturais frágeis

A capacidade de resistência ao corte dos elementos estruturais, V_{Rd} , é calculada com a equação 7 definida na Parte 3 do EC8 (NP EN1998-3, 2017). Para o Estado Limite de Danos

Severos, como indicado na equação 2, o esforço transversal atuante, V_{Ed} , deverá ser menor que o valor da capacidade resistente ao corte, V_{Rd} .

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{el}} * \left[\frac{h-x}{2L_v} * \min(Ni; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) * \left[0.16 * \max(0.5; 100\rho_{tot}) * \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) * \sqrt{f_c} * A_c + V_w \right] \right] \quad \text{eq.(7)}$$

sendo que:

- γ_{el} – Coeficiente igual a 1.15;
- h – Altura da secção;
- x – Altura da zona de compressão na secção;
- L_v – Relação momento/esforço transversal na secção de extremidade;
- Ni – Esforço axial de compressão;
- A_c – Área da secção;
- f_c – Tensão de rutura do betão à compressão;
- μ_{Δ}^{pl} – Fator de ductilidade em rotação;
- ρ_{tot} – Taxa total das armaduras longitudinais;
- V_w – Contribuição das armaduras transversais.

A contribuição das armaduras transversais para o cálculo da capacidade resistente ao esforço transversal dos elementos transversais, V_w , é dada pela equação 8.

$$V_w = \rho_w * b * z * f_{yw} \quad \text{eq.(8)}$$

sendo que:

- ρ_w – Percentagem das armaduras transversais;
- b – Largura da secção;
- z – Braço do binário das forças internas;
- f_{yw} – Tensão de cedência das armaduras transversais.

Note-se que para pilares com a razão do vão de corte, L_v/h , menor ou igual a 2, a resistência ao esforço transversal, V_{Rd} , não deverá ser superior ao valor da rutura por esmagamento ao longo da diagonal do pilar após a cedência por flexão, $V_{R,max}$, que sob um carregamento cíclico, como é o caso da ação sísmica, é calculada a partir da equação 9 preconizada no anexo A.3.3.1 (5) na Parte 3 do EC8 (NP EN1998-3, 2017).

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} (1 - 0.02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \left(1 + 0.45 (100 \rho_{tot}) \sqrt{\min(40; f_c)} b z \sin(2\delta) \right) \quad \text{eq.(9)}$$

sendo que:

- γ_{el} – Coeficiente igual a 1.15;
- μ_{Δ}^{pl} – Fator de ductilidade em rotação;
- δ – Ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar;

- N – Esforço axial de compressão;
- A_c – Área da secção;
- f_c – Tensão de rutura do betão à compressão;
- ρ_{tot} – Taxa total das armaduras longitudinais;
- b – Largura da secção;
- z – Braço do binário das forças internas.

Em suma, a verificação de segurança dos elementos estruturais à rutura frágil neste caso deve ser garantida para o menor valor das resistências ao esforço transversal (V_{Rd} e $V_{R,max}$), obtidos respetivamente com a equação 7 e a equação 9.

2.6. Análise estática não-linear

O recurso a análises estáticas não-lineares tornou-se comum após a sua popularização com os conjuntos das normas europeias *EN Eurocodes*. Esta regulamentação considera as análises estáticas não-lineares como o método de referência na análise do desempenho e reforço sísmico de edifícios existentes (EC8-1, 2004; EC8-3, 2005). As análises estáticas não-lineares, apesar da sua simplicidade, estão associadas a algumas limitações, como por exemplo, a imprecisão dos resultados quando aplicadas a modelos com modos de vibração de frequências elevadas e o facto de não terem em conta, dependendo do modelo, a diminuição progressiva da rigidez dos elementos estruturais quando sujeitos a carregamentos cíclicos (Chopra, A.K. et al., 2002).

De acordo com a Parte 1-4.3.3.4.2 do EC8, a análise *pushover* é uma análise sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico que recorre ao valor do deslocamento-alvo como referência para a verificação do desempenho estrutural de edifícios novos e existentes (NP EN1998-1, 2010). A abordagem a este caso em estudo com uma análise *pushover* permite: avaliar o nível da distribuição de danos na estrutura quando sujeita à ação sísmica, identificar as zonas dos elementos estruturais onde se concentram maiores esforços (uma vez que os elementos estruturais que entram em regime não-linear têm um impacto no desempenho da estrutura), verificar os valores do coeficiente de sobrerresistência α_u/α_i e serve de alternativa às análises estáticas lineares que se baseiam em cálculos com o coeficiente de comportamento (NP EN1998-1, 2010). Através destes procedimentos é então possível determinar os elementos mais vulneráveis da estrutura, a necessidade e o tipo de reforço.

Dependendo dos critérios de regularidade do edifício presentes na Parte 1 – 4.2.3.2 e 4.3.3.1(8)a)-e) do EC8, a análise *pushover* poderá ser abordada de duas formas de acordo com a Parte 1–4.3.3.4.2.1 do EC8 (NP EN1998-1, 2010). Caso o edifício tipo não cumpra os critérios de regularidade, deve ser analisado utilizando um modelo espacial efetuando duas análises independentes, cada uma com cargas laterais aplicadas numa direção. Caso cumpra os critérios poderá realizar-se uma análise utilizando dois modelos planos, um para cada direção horizontal principal.

A curva de capacidade é obtida com a análise estática não-linear, dado que representa a relação entre a força de corte na base e o deslocamento no topo do edifício. De acordo com a Parte 1-4.3.3.4.2.3 do EC8, deverá ser considerado um nó de controlo, preferencialmente no centro de gravidade da cobertura do edifício, todavia, caso o último piso seja recuado e parcial

considera-se o nó de controlo no piso imediatamente abaixo deste (NP EN1998-1, 2010). Em termos práticos, esta curva é obtida em função do deslocamento do nó de controlo através da resposta não-linear da estrutura sujeita a uma ação progressiva de forças laterais, equivalente às forças de inércia, com as cargas gravíticas constantes.

Na Figura 3 é possível comparar a curva de capacidade de um modelo idealizado com e sem as paredes de alvenaria. Como se pode verificar a curva de capacidade do modelo do edifício porticado com paredes de alvenaria (*Infilled RC Frame*) corresponde à soma da curva do modelo do edifício porticado sem paredes de alvenaria (*Bare RC Frame*) com a contribuição das paredes de alvenaria (Celerac, D. et al., 2012).

A curvas de capacidade podem então ser divididas em quatro partes distintas de acordo com os valores de deslocamentos característicos. O início da curva até ao ponto P_1 representa o comportamento elástico inicial até à primeira fissura das paredes de alvenaria. O intervalo entre os pontos P_1 e P_2 , tende a ser constante, dado que corresponde à cedência das paredes. A curva entre os pontos P_2 e P_3 representa a degradação das paredes e, conseqüentemente, a perda de resistência das mesmas até se atingir o seu colapso total. A partir do ponto P_4 as curvas de capacidade sobrepõem-se, dado que as paredes já colapsaram e naquele instante apenas os pórticos estão a resistir às forças laterais (Dolsek, M. et al., 2008).

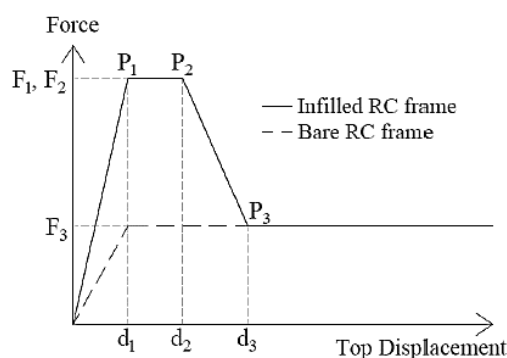


Figura 3 – Comparação da curva de capacidade de um modelo numérico com e sem paredes de alvenaria (Celerac, D. et al., 2012).

Além disso, é possível admitir que a diferença de valores entre F_1 , F_2 e F_3 corresponde à contribuição das paredes na força de corte basal da estrutura. Por fim, relativamente à verificação de segurança, o método N2 consiste em combinar uma análise *pushover* de um sistema de vários graus de liberdade com a análise por espectro de resposta de um sistema equivalente só com um grau de liberdade. A letra “N” representa a abordagem à análise não-linear e o número “2” representa a necessidade de dois modelos. Em suma, este método avalia a estrutura em termos da capacidade de deslocamento e ductilidade quando sujeita a uma ação, sendo usado como critério de verificação um ponto de desempenho sísmico, usualmente designado por deslocamento-alvo, para o qual é avaliada a capacidade da estrutura (Bento, R. et al., 2004). Desde o surgimento deste método e após a sua introdução em regulamentos com normas relativas às análises estáticas não-lineares, a metodologia tem sofrido adaptações que visam melhorar a precisão dos resultados em prol da sua simplicidade (Kreslin, M. et al. 2012). Neste caso de estudo a avaliação sísmica terá como base o método N2 presente no Anexo B da Parte 1 do EC8 (NP EN1998-1, 2010).

3. Caracterização do parque habitacional – Freguesia de Benfica

Neste capítulo o edificado de betão armado construído antes de 1983 inserido numa área selecionada na freguesia de Benfica é caracterizado do ponto de vista construtivo e estrutural. Nesse sentido apresentam-se primeiro os princípios e conceitos teóricos usados para a caracterização da base de dados e para o tratamento dos dados recolhidos e de seguida caracterizam-se as propriedades principais do edificado recorrendo a uma abordagem estatística. Na Figura 4 apresenta-se o mapa da freguesia de Benfica (delimitada a traço-ponto encarnado), a zona de recolha de informação (delimitada a traço interrompido amarelo) e a sinalização de locais de interesse de forma a facilitar a identificação do parque habitacional.

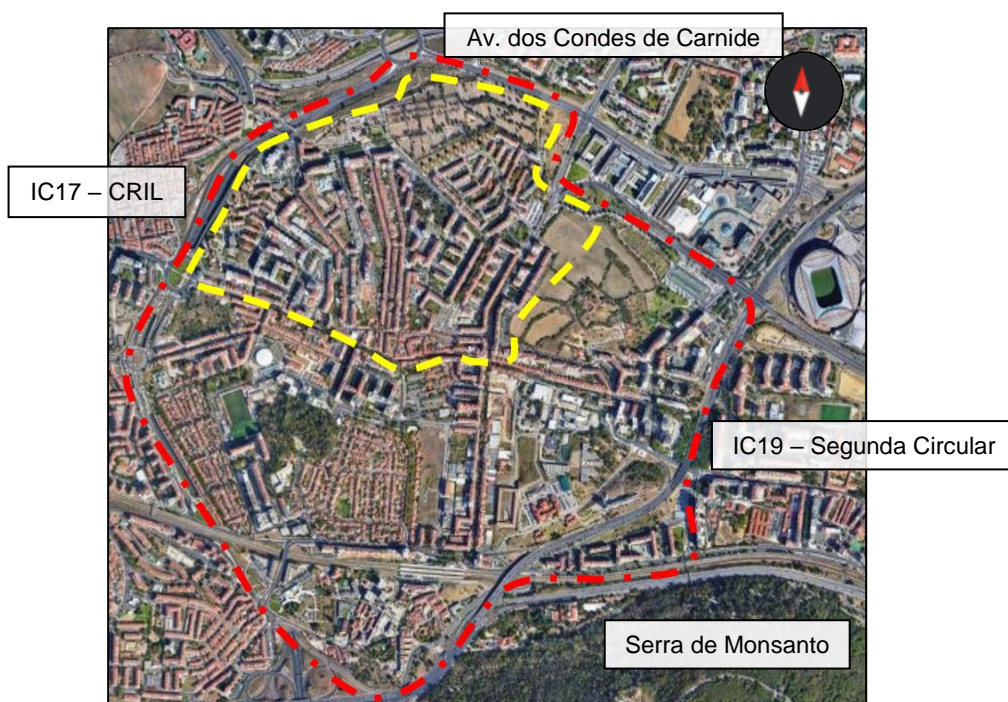


Figura 4 – Freguesia de Benfica (delimitada a encarnado) e zona de levantamento de dados (delimitada a amarelo) (adaptado do ArcGIS)

3.1. Caracterização da base de dados

3.1.1. Sistemas de Informação Geográfica

Os Sistemas de Informação Geográfica, denominados pelo acrónimo SIG, são sistemas computacionais que permitem introduzir dados, armazenar, analisar e cruzar informações espaciais. Para o armazenamento de dados recorreu-se à aplicação ArcMap do programa ArcGIS Desktop 10.7 da empresa de sistemas Esri (ESRI, 2019). Trata-se de um sistema de informação geográfico com várias ferramentas de mapeamento, nomeadamente: a capacidade de criar mapas, adicionar dados a atributos definidos pelo utilizador, analisar informação por camadas, seleccionar e extrair informação em tabelas, entre outros (ESRI, 2004).

Os dados levantados são introduzidos no SIG de uma forma temática e lógica em função das especificações dadas pelo utilizador. Os modelos de dados disponíveis são: o modelo vetorial e o modelo matricial. O modelo vetorial apresenta as entidades no mapa com fronteiras bem

definidas, com as geometrias constituídas por pontos, limitadas por linhas ou polígonos. Cada uma destas entidades corresponde a uma linha e a categoria da informação corresponde a uma coluna na tabela de atributos que integra o respetivo conjunto de dados geográficos. O modelo matricial apresenta o mapa dividido em células (de igual forma), que armazenam um número inteiro ou real. O valor da célula serve de medida para algo ou para uma determinada característica de uma entidade (Gonçalves, 2018).

3.1.2. **Organização dos dados e da tabela de atributos**

O levantamento de dados foi agrupado no ArcGIS num modelo vetorial, com dois conjuntos de dados geográficos: polígonos que representam geograficamente os edifícios e as linhas que representam as vias de comunicação. Para caracterizar cada edifício, isto é, adicionar a informação de cada categoria a um polígono no SIG, foi necessário formatar a tabela de atributos por forma a conter todas as colunas necessárias.

Os atributos escolhidos e adicionados à base de dados de cada edifício, disponíveis nas memórias descritivas e projetos de arquitetura, foram: o número de obra, o ano de construção, o tipo de ocupação (habitacional, comercial ou misto), o número de andares, o número de andares subterrâneos, o material utilizado (nas fachadas, empenas, pavimento e cobertura), o tipo de estrutura (betão armado, alvenaria, entre outros), a classe do betão e aço utilizado na estrutura, o tipo de configuração (pórtico ou misto), a presença de um piso vazado, a regularidade em planta e altura, a altura do primeiro e restantes pisos, o piso onde se encontra a irregularidade, a altura da irregularidade, o tipo de laje e a sua espessura.

Quanto à informação estrutural de cada edifício, procedeu-se à mesma metodologia de levantamento de dados para os pilares, as paredes e as vigas (de bordo e interiores), isto é: recolheram-se as medidas das secções dos elementos estruturais, a armadura longitudinal e transversal, e o piso onde ocorrem as mudanças de secção e de armadura. Para os pilares e paredes fez-se questão de distinguir dois tipos de elementos em planta, os elementos da mesma secção mais presentes e os elementos de maior secção designados, respetivamente, por elementos mais comuns e elementos de maior dimensão. Note-se que este processo tende a repetir-se mais do que uma vez, caso haja várias mudanças de secções entre pisos. Também se retirou informação específica a cada elemento estrutural, como por exemplo: o tipo de simetria em planta das paredes estruturais, a redução de espaçamento na armadura transversal das vigas junto aos pilares e o seu comprimento. Os últimos atributos da tabela são dedicados à introdução de fotos de projetos e um comentário final quanto aos dados disponíveis, isto é: se há informações disponíveis, se a digitalização tem qualidade suficiente para a recolha de dados, se a informação está completa por forma a preencher todas as colunas da tabela de atributos, entre outros. Por fim, após ter inserido no SIG todas as categorias na tabela de atributos, levantaram-se todos os dados no Arquivo Municipal de Lisboa e completaram-se as entradas da tabela com informação relevante do parque habitacional selecionado. Na Figura 5 apresentam-se dois exemplos de informação disponível no Arquivo Municipal de Lisboa e que foi inserida na base de dados, neste caso: as informações presentes na memória descritiva referentes aos materiais empregues na estrutura, as normas de dimensionamento e os tipos de pavimentos.

MATERIAIS E ACABAMENTOS

A estrutura geral do bloco será em betão armado formado por vigas, pilares e lajes conforme cálculos a fornecer oportunamente. As paredes interiores e exteriores serão de alvenaria de tijolo assente sobre argamassa de cimento e areia conforme o disposto no R.G. E. U. em vigor.

PAVIMENTOS

a) Mosáico hidráulico: (0,20 x 0,20 m.)

A aplicar na loja, instalações sanitárias, cozinhas e varandas.

b) Mosáico de pedra serrada com 0,02 m. de espessura na escada e vestíbulo do R/Chão.

c) Tacos de pinho de 1ª qualidade, assentes com cola betuminosa, devidamente tratados nas restantes dependências.

OBJECTID	43524
G0_COD_SIG	0808104002001
G1_MORADA	Estrada dos Arneiros, 34-34A
G2_FREG	Benfica
Nº_de_obra	52217
Ano	1965
Ocupação	Misto
Andares	6
Andares_sub	0
Mat_fachada	Evinel
Mat_tardoz	<Null>
Mat_empena	<Null>
Mat_parede_interior	Alvenaria de tijolo
Mat_pavimento	Mosaico hidraulico
Mat_cobertura	Telha
Mat_betão	B225
Mat_aço	A40
Rebars_type	Liso
Tipo_fundação	<Null>
Tipo_estrutura	Betão Armado
Tipo_configuração	Frame

Figura 5 – Dados disponíveis no Arquivo Municipal de Lisboa (à esquerda); Tabela de atributos do edifício tipo (à direita)

Note-se que há determinados números de obra que não têm informação disponível no Arquivo Municipal de Lisboa e que para estes casos deixou-se uma referência no SIG para a inexistência de conteúdo, o que significa que é possível que haja informação em formato físico que não se encontra disponível em formato digital.

3.2. Análise da base de dados

3.2.1. Programa de cálculo

Para o tratamento e análise de dados recorreu-se ao *software* MATLAB da MathWorks Inc. (MATLAB, 2018). Trata-se de um *software* de linguagem de programação dedicado a problemas matemáticos, destacando-se dos restantes pela acessibilidade e facilidade de programação, armazenamento e manipulação de dados em variáveis, criação de gráficos e análise estatística através de funções já disponíveis na sua biblioteca, entre outros.

3.2.2. Tratamento de dados

A execução de levantamento de dados para uma base de dados, da maneira como se é pretendido, é um processo moroso pelo que se restringiu a recolha de informação para cerca de metade (zona norte) da freguesia de Benfica, devido à grande dimensão do parque habitacional. Neste processo foram recolhidas informações de 813 números de obra no total, sendo que 161 números de obra não têm qualquer informação disponível no Arquivo Municipal de Lisboa.

Na Figura 6 apresenta-se uma representação tridimensional com o mapa do ArcGIS da freguesia de Benfica e a identificação da zona sobre a qual se recolheu informação (delimitado a traço interrompido amarelo).



Figura 6 – Representação da zona sobre a qual se recolheu informação na freguesia de Benfica

No MATLAB procedeu-se à separação de toda a informação dos números de obra em variáveis e aplicaram-se funções e *scripts* criados especificamente para este problema, separando os dados em diferentes variáveis permitindo a sua manipulação, sendo que idealmente para cada categoria será necessária uma amostra adequada para a boa prática da análise estatística e a obtenção de resultados válidos e coerentes.

Neste sentido, haverá necessidade de analisar estatisticamente a base de dados em dois tipos de abordagem: uma análise global e uma análise pormenorizada. A análise global aborda a caracterização do parque habitacional como um todo em função do tipo de configuração, do número de andares e da sua época de construção.

A análise pormenorizada consiste na avaliação estatística exaustiva das características individuais de cada edifício inserido no parque habitacional, comparando os resultados dos dados observados com outros estudos e com os regulamentos atualmente em vigor.

Após a conclusão da análise estatística é então possível selecionar um edifício tipo, na zona identificada na Figura 6, que reúna todas as características da análise global e que seja o mais representativo dos resultados obtidos na análise pormenorizada.

3.2.3. Análise global dos dados

De modo a melhorar a interpretação deste volume de informação e categorizar de uma forma geral a zona de levantamento de dados, como referido na secção anterior, decidiu-se agrupar algumas categorias para a análise global da base de dados.

Os edifícios foram agrupados na mesma categoria do tipo de configuração, isto é, categoria do tipo póstico e misto. De seguida, agruparam-se os edifícios em categorias de números de andar, isto é: edifícios com menos de 4 andares, com 5 a 7 andares, com 8 a 9 andares e ainda com mais de 10 andares. Por fim, dado que também é importante cruzar os dados em função da evolução dos regulamentos do betão armado agruparam-se as épocas de construção dos edifícios em quatro categorias, isto é: edifícios construídos antes do ano de 1955, edifícios construídos entre o ano de 1955 e 1970 (época que começam a surgir os primeiros edifícios de

betão armado regulados pelo RBA e o RGEU), edifícios construídos entre o ano de 1970 e 1983 (época de construção após o surgimento do REBA) e edifícios construídos depois do ano de 1983 (época de construção associada à introdução de regulamentos de dimensionamento que consideravam as ações sísmicas – REBAP) (LNEC, 2005; Costa, A., 2020).

Na Figura 7 apresentam-se os gráficos tridimensionais que permitem relacionar as categorias descritas no parágrafo anterior, uma vez que tem um grande impacto na avaliação estatística dos dados, sobretudo quando relacionados entre si. É importante referir que nesta análise global apenas serão considerados os edifícios que têm toda a informação disponível no arquivo. Na Figura 7 (à esquerda) é possível verificar o número de edifícios em função da época de construção e do tipo de configuração. Como se pode observar, os dados analisados na freguesia de Benfica permitem apontar que a época de construção do ano de 1955 a 1970 foi o período de maior construção sobretudo em edifícios do tipo pórtico.

Ainda na Figura 7 (à direita) verifica-se que há mais edifícios construídos com menos de 4 andares do tipo pórtico do que tipo misto e da mesma forma, há mais edifícios construídos com 10 ou mais andares do tipo misto do que do tipo pórtico. Como esperado, para os edifícios mais altos há tendência de se adotar o tipo de configuração misto, de forma a tirar partido dos benefícios das paredes estruturais e do efeito de pórtico-parede em altura. Neste contexto, era esperado que houvesse mais edifícios do tipo misto com muitos andares do que o observado, todavia, há que ponderar que a amostra de edifícios mistos não é suficiente para confirmar esta hipótese, dado que o número de edifícios do tipo pórtico observados é cerca do dobro dos edifícios do tipo misto.

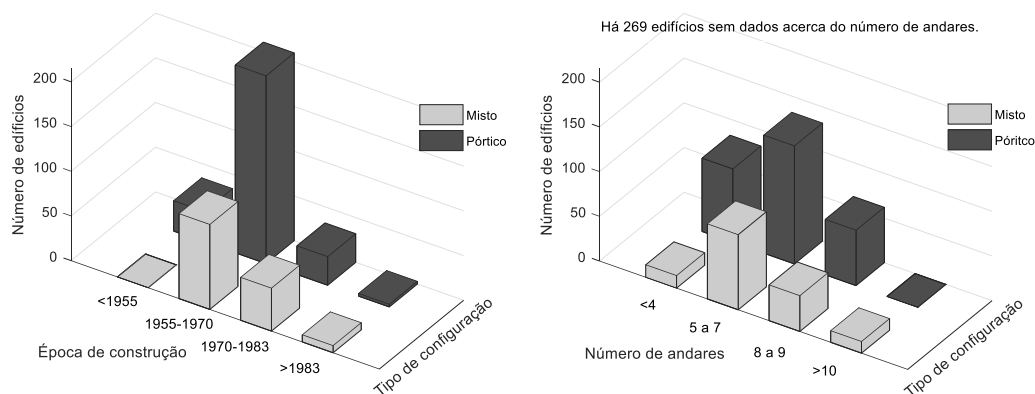


Figura 7 – Número de edifícios por época de construção e tipo de configuração (à esquerda);
Número de edifícios por número de andares e tipo de configuração (à direita)

Na Figura 8 observa-se a informação dos dois gráficos da Figura 7, desagregados no tipo de configuração respetivo.

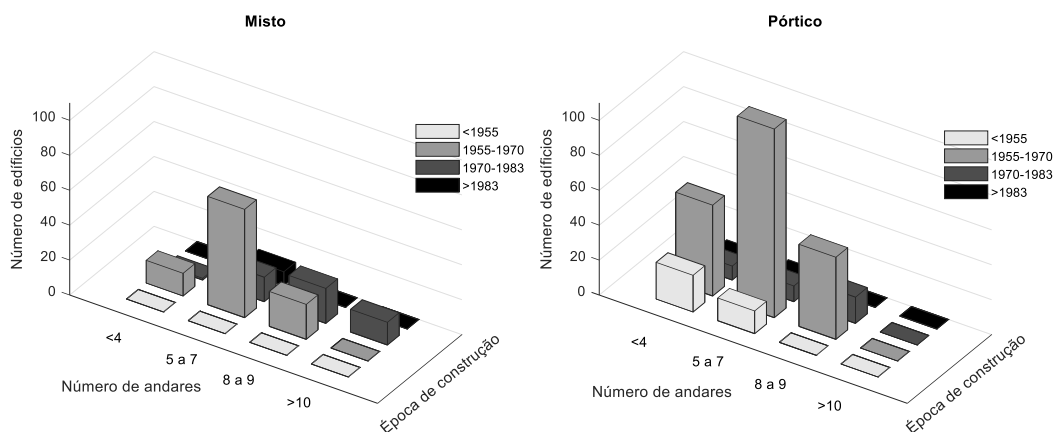


Figura 8 – Número de edifícios por época de construção e número de andares

Na Tabela 1, apresenta-se os valores dos números de edifícios correspondentes às barras da Figura 8 de forma a melhorar a interpretação dos gráficos.

Tabela 1 – Número de edifícios em função da época de construção e do número de andares para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

		Edifícios do tipo de configuração misto						Edifícios do tipo de configuração pórtico			
		Época de construção <1955	1955 - 1970	1970 - 1983	>1983			Época de construção <1955	1955-1970	1970 - 1983	>1983
Número de Andares	< 4	0	13	1	0	Número de Andares	< 4	21	52	8	1
	5 a 7	0	62	14	8		5 a 7	13	108	9	2
	8 a 9	0	20	20	0		8 a 9	0	47	15	0
	> 10	0	0	13	0		> 10	0	0	0	0

Relativamente à época de construção antes do ano de 1955 não se observou qualquer edifício misto porque as paredes estruturais de betão armado surgiram mais tarde como resposta à preocupação de se construir em altura. Quanto à época de construção do ano de 1955 a 1970, é o período de tempo onde se registam mais construções de edifícios na zona de estudo, com o aparecimento de edifícios misto e edifícios altos com 8 a 9 andares. Na época de construção do ano de 1970 a 1983 regista-se o abandono de construção dos edifícios do tipo pórtico em prol da construção dos edifícios mistos. De facto, este período de tempo também está associado a grandes alterações e evolução nos regulamentos de dimensionamento e à necessidade de se construir em altura de forma a aproveitar os espaços de implantação dentro da cidade. A partir do ano de 1983 regista-se o menor número de edifícios construídos, todavia, verifica-se uma preferência no tipo de configuração misto. Neste contexto, é possível caracterizar de uma forma global a zona de levantamento de dados da freguesia de Benfica concluindo-se, então, que o maior número de edifícios observados de betão armado são do tipo pórtico, com 5 a 7 andares, construídos entre o ano de 1955 e 1970. Este resultado está assente apenas nos números de obra que contêm todos os dados disponíveis no arquivo, todavia, esta conclusão será fundamentada de seguida com a análise pormenorizada dos dados levantados, em que se considera todos os números de obra, incluindo os incompletos.

Nas Figuras 9, 10 e 11 apresenta-se três representações temáticas possíveis de obter com base nas análises estáticas do edificado de Benfica (zona norte).



Figura 9 – Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função das épocas de construção

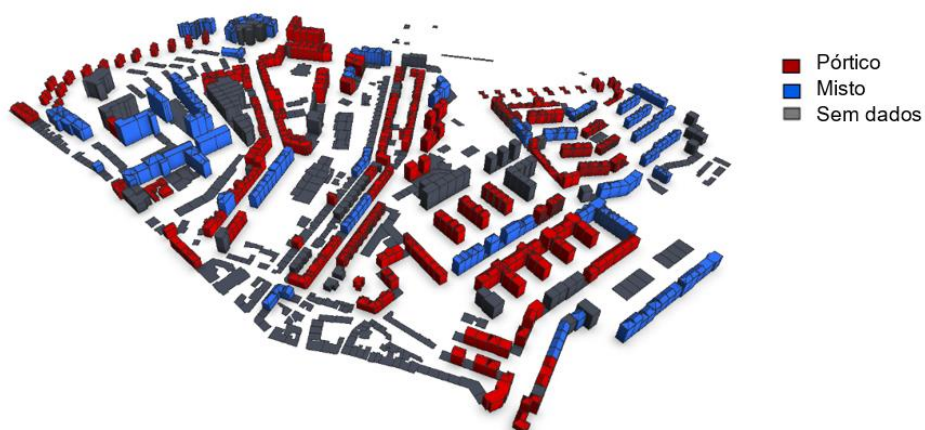


Figura 10 – Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função do tipo de configuração



Figura 11 – Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função do número de andares

3.2.4. Análise pormenorizada dos dados – Análise estatística

Para a análise estatística pormenorizada de cada categoria referente aos edifícios, aplicou-se a melhor aproximação das seguintes distribuições probabilísticas: distribuição normal, lognormal, exponencial, gamma, beta e weibull. Através do MATLAB definiu-se o código em *script* que atribui todas as distribuições a um conjunto de dados e devolve a melhor aproximação pelo princípio de máxima verosimilhança.

O princípio de máxima verosimilhança designado por *maximum likelihood estimation* – MLE permite estimar parâmetros de probabilidade desconhecidos para uma amostra que segue uma tendência de uma distribuição já conhecida. De forma a consolidar a aproximação, calculou-se a média, que corresponde ao valor onde se concentram os dados de uma amostra e o coeficiente de variação – COV, que corresponde à razão do desvio-padrão pela média e é uma medida de dispersão dos dados de uma amostra. Em suma, a cada aproximação da categoria a uma distribuição será avaliado o melhor ajuste dentro das seis distribuições de probabilidades, ou seja, o menor erro entre os dados observados e os esperados. Por fim, será avaliada a qualidade de ajuste com o teste do qui-quadrado de Pearson, também designado por *Chi-Square test*, para os níveis de significância de 1%, 5% e 10%. A sigla “NS” das Tabelas presentes nas secções seguintes significa que a aproximação dos dados à distribuição não satisfaz o *Chi-Square test*.

Para aproximar uma distribuição de probabilidades será necessário uma amostra significativa, assim, para as categorias com menos de 15 edifícios observados optou-se por não aproximar nenhuma distribuição por não ter uma amostra de dimensão válida para a análise estatística e decidiu-se apresentar apenas a média, máximo e mínimo da respetiva categoria. É também importante referir que a análise pormenorizada considera todos os números de obra, incluindo os que só têm informação de uma única categoria no arquivo municipal.

3.2.4.1. Características dos materiais de construção

As características dos materiais de construção foram a primeira e a única análise realizada sem aproximação de uma distribuição de probabilidade, uma vez que não se trata de uma categoria numérica. Esta informação é importante, pois permite avaliar as características dos materiais empregues e as relações constitutivas para a análise estrutural e calcular o valor adequado para as cargas, os valores de resistência do betão e do aço, entre outros.

Quanto aos materiais aplicados nas fachadas dos edifícios, destacam-se: o Evinel e o Marmorite. As paredes divisórias interiores são frequentemente de alvenaria de tijolo. O pavimento mais recorrente é o mosaico hidráulico para as cozinhas e instalações sanitárias, incluindo os tacos de madeira para os quartos e salas. Dos materiais aplicados na estrutura há poucos números de obra que contêm informação acerca da classe do betão e do aço. Todavia, analisando os poucos dados disponíveis, destacam-se: a classe de betão B225 e a classe de aço A40, normalmente de varões lisos. A fim de estimar estes valores, idealmente, deveria ser selecionada uma amostra aleatória de edifícios para a realização de testes *in situ*, de forma a obter as propriedades mecânicas do betão armado, nomeadamente, a capacidade de resistência última e de cedência.

3.2.4.2. Altura entre pisos

Em edifícios de betão armado em Portugal é frequente a altura do 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 (DRE, 1975).

Na Figura 12 pode observar-se a relação da altura do piso térreo e dos restantes pisos em função do tipo de configuração. Pela escala gráfica e a dispersão dos dados, verifica-se que a altura do piso térreo tende a variar bastante entre edifícios, ao contrário da altura dos restantes pisos que tende a concentrar-se num único valor, cerca de 2,80m.

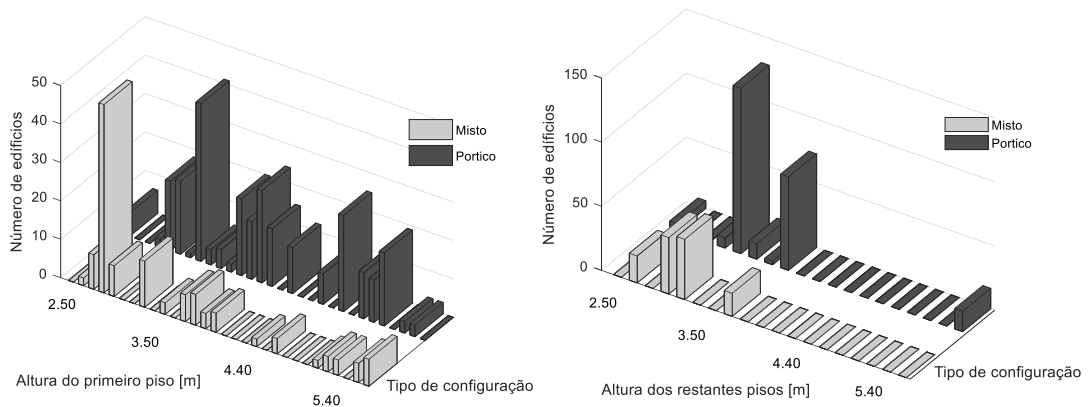


Figura 12 – Número de edifícios em função da altura do primeiro piso (à esquerda), da altura dos restantes pisos (à direita) e do tipo de configuração

Como se pode verificar na Figura 13, a média da altura do piso térreo tem uma diferença de 0,30m entre os edifícios do tipo misto e do tipo pórtico. Para os edifícios do tipo misto os dados observados seguem uma distribuição lognormal com uma média de 3,30m e um COV = 25% e os dados observados dos edifícios do tipo pórtico seguem uma distribuição gamma com uma média de 3,60m e um COV = 18%.

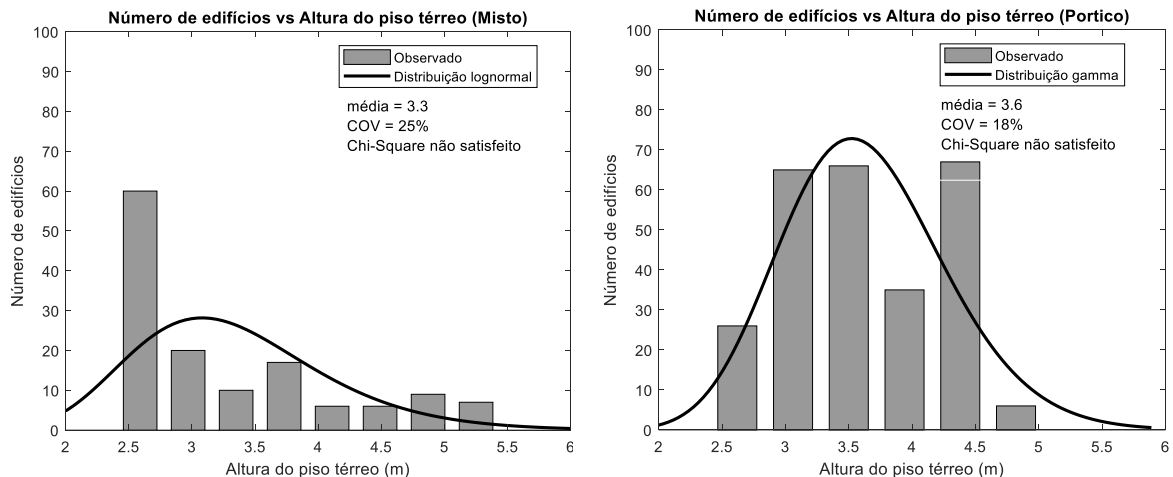


Figura 13 – Análise estatística dos números de edifícios em função da altura do primeiro piso para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

Relativamente aos dados observados da altura dos restantes pisos, verifica-se na Figura 14 que a média da altura dos restantes pisos tem uma diferença de 0,10m entre os edifícios do tipo misto e do tipo póstico, pelo que se pode considerar que a diferença é insignificante e, deste modo, admitir que a altura dos restantes pisos não varia em função do tipo de estrutura.

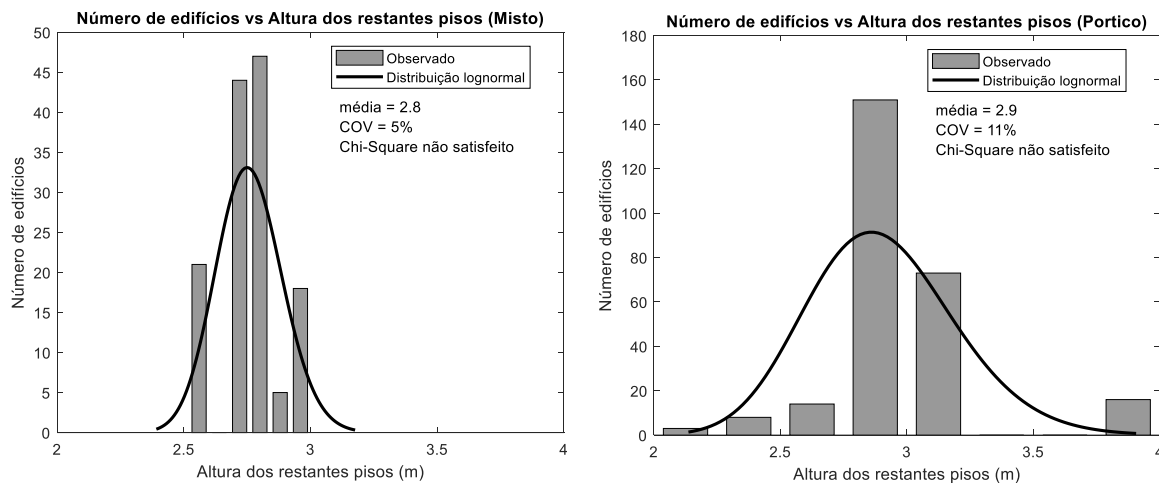


Figura 14 – Análise estatística dos números de edifícios em função da altura dos restantes pisos para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e póstico (à direita)

Para ambos os tipos de configuração, os dados seguem uma distribuição lognormal, sendo que para os edifícios do tipo misto têm uma média de 2,80m com um COV = 5% e para os edifícios do tipo póstico têm uma média de 2,90m com um COV = 11%. Note-se que nenhuma das distribuições satisfaz o teste do qui-quadrado para os três níveis de significância.

Comparando os resultados da análise estatística com os valores regulados desde o Decreto-Lei n.º 650/75, verifica-se que a altura do piso térreo e dos restantes pisos elevados cumpre o mínimo exigido (DRE, 1975).

3.2.4.3. Espessura das lajes

Relativamente ao tipo de laje, de todos os números de obra apenas se encontraram dois tipos de lajes: lajes maciças de betão armado e lajes aligeiradas de vigotas com abobadilhas. A espessura e o tipo de laje são características importantes a analisar, uma vez que permitem identificar o tipo de edifícios observados, como se relacionam com a rigidez no seu plano e, conseqüentemente, o impacto que têm na resistência da estrutura. Além disso, note-se que o tipo de laje e a respetiva espessura influencia o cálculo da massa do edifício e o valor das cargas gravíticas. De acordo com os dados levantados, observou-se que não há grande diferença na espessura de laje entre os edifícios do tipo póstico e os do tipo misto e, deste modo, agruparam-se todos os valores na mesma categoria.

Na Figura 15 verifica-se que os dados observados apenas para as lajes maciças de betão armado tendem a seguir uma distribuição lognormal com uma média de 0,15m e um COV = 20%.

Através de outros estudos semelhantes a este, foi observado que as lajes de edifícios de betão armado construídos antes do ano de 1983 em Portugal têm em média 0,17m de espessura e um COV = 19%, indo ao encontro dos resultados obtidos (Silva et al., 2014).

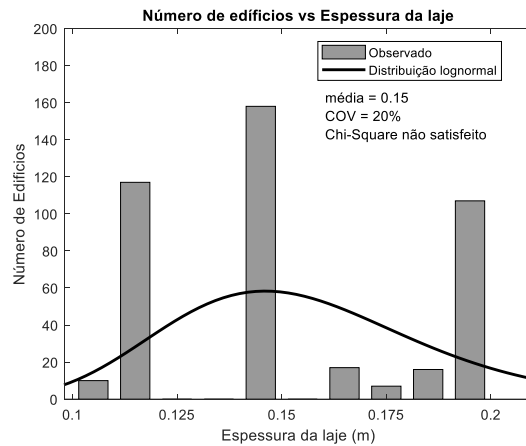


Figura 15 – Análise estatística dos números de edifícios em função da espessura da laje

3.2.4.4. Geometria dos pilares

No que diz respeito à caracterização dos pilares, decidiu-se comparar os dados recolhidos dos pilares mais comuns e dos pilares de maior dimensão em planta entre os edifícios do tipo misto e do tipo pórtico, com objetivo de compreender as diferenças entre si e se dependem do tipo de configuração da estrutura. Deste modo, esta secção será dedicada à análise estatística da área e das dimensões dos pilares. Relativamente às dimensões dos pilares mais comuns e dos pilares de maior secção, no Anexo A é possível consultar detalhadamente todas as análises estatísticas efetuadas em tabela de forma a agrupar todos os resultados, incluindo em função das épocas de construção e do número de andares; todavia, nesta e nas próximas secções, apenas será apresentada a síntese dos dados observados acerca das dimensões. Como se pode verificar na Figura 16, a diferença da média da área de secção é cerca de 0,01m² pelo que se pode considerar praticamente desprezável. Para os edifícios do tipo misto e do tipo pórtico, os dados tendem a aproximar-se de uma distribuição gamma com um COV = 40% e COV = 43%, respetivamente. Assim sendo, pode-se admitir que a área de secção dos pilares mais comuns em planta não varia em função do tipo de estrutura do edifício, sendo que, estará relacionada principalmente com os números de pisos, como se pode constatar nas tabelas do Anexo A.

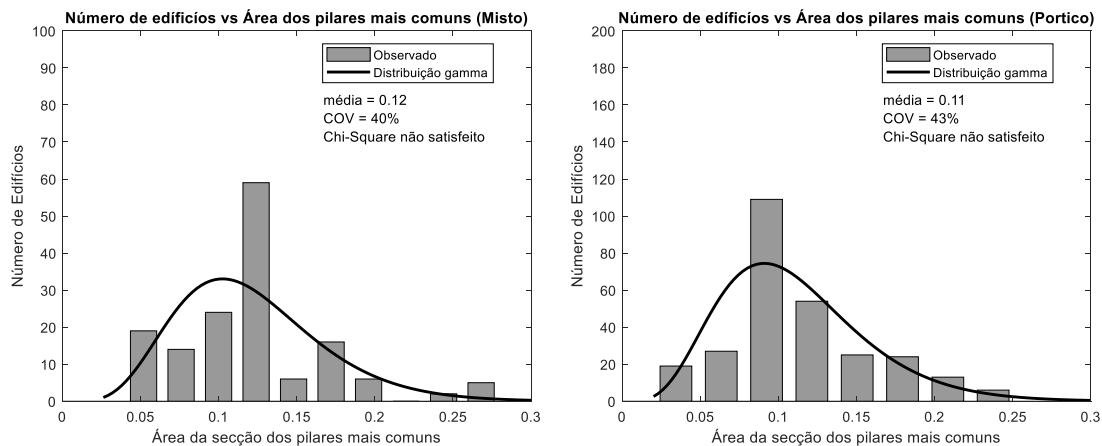


Figura 16 – Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção dos pilares mais comuns em planta para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

Na Tabela 2 a análise estatística das dimensões dos pilares mais comuns em planta sem distinção do tipo de configuração dos edifícios.

Tabela 2 – Análise estatística das dimensões dos pilares mais comuns em planta

	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]
Largura [m]	Lognormal	0,28	27	0,50	0,12
Comprimento [m]	Lognormal	0,41	31	0,75	0,20

A média de largura da secção dos pilares mais comuns em planta é de 0,28m com um COV = 27% e a média do comprimento é de 0,41m com um COV = 31%. Em relação à largura dos pilares mais comuns em planta, nas épocas de construção mais antigas não se verificou nenhuma tendência significativa nos valores de largura dos pilares, entre os edifícios com diferente número de andares. De facto, durante a recolha de dados, observou-se que a maioria dos pilares, de edifícios mais antigos, eram dimensionados apenas numa única direção, respetivamente, para a direção de maior momento de inércia e, por conseguinte, o menor lado dos pilares era compreendida dentro de um baixo intervalo de valores. Deste modo, em relação ao comprimento, verifica-se que os valores tendem a aumentar de uma forma geral com o número de andares porque teriam de resistir a esforços mais elevados.

De seguida, analisaram-se os pilares de maior dimensão em planta, em função do tipo de estrutura do edifício, como representado na Figura 17 e verificou-se que a diferença da média da área de secção é cerca de 0,03m². Para os edifícios do tipo misto e pórtico, os dados tendem a seguir uma distribuição lognormal com um COV = 40% e COV = 45%, respetivamente. Assim sendo, admite-se que a área de secção dos pilares de maior dimensão em planta tende a ser menor nos edifícios porticados do que nos edifícios do tipo misto, uma vez que, as paredes resistentes substituíam os pilares de maior dimensão.

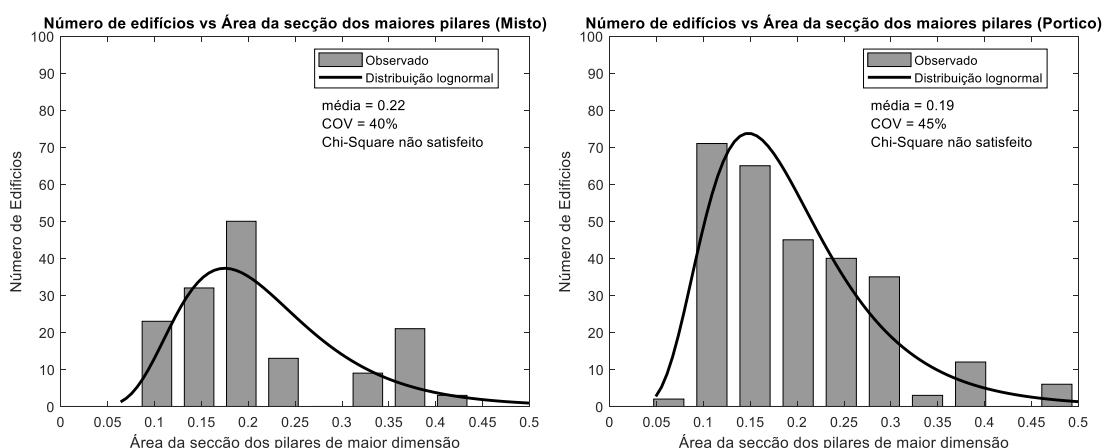


Figura 17 – Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção dos pilares de maior dimensão em planta para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

De facto, durante a recolha de dados, uma das características possíveis de observar nos edifícios do tipo misto, era o facto de que, geralmente, havia menos pilares, mas de maiores dimensões e as paredes resistentes localizavam-se no centro da planta, simetricamente, formando a caixa de escada. Por oposição, uma das características possíveis de observar nos

edifícios porticados era o facto de se verificar, amiúde, muitos pilares distribuídos uniformemente em planta, mas de menores dimensões. Esta conclusão estará relacionada com os vãos adotados nas várias épocas como se pode constatar nas tabelas do Anexo A.

Na Tabela 3 a análise estatística das dimensões dos pilares de maior dimensão em planta sem distinção do tipo de configuração dos edifícios.

Tabela 3 – Análise estatística das dimensões dos pilares de maior dimensão em planta

	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]
Largura [m]	Lognormal	0,29	34	0,55	0,20
Comprimento [m]	Weibull	0,70	25	1,10	0,30

A média de largura da secção dos pilares de maior dimensão em planta é de 0,29m com um COV = 34% e a média do comprimento é de 0,70m com um COV = 25%. Note-se que a largura e o comprimento das secções dos pilares de maior dimensão não seguem nenhuma tendência relevante a destacar.

Resumindo a análise estatística da geometria dos pilares mais comuns e de maior dimensão em planta, dos edifícios inseridos no parque habitacional em estudo: a média da área de secção dos pilares tende a ser ligeiramente maior nos edifícios do tipo misto, o comprimento da secção tende a aumentar com o número de andares em, praticamente, todas as épocas de construção e a largura da secção não tem nenhuma tendência relevante em função dos números de andares e as respetivas épocas de construção. Estes fenómenos devem-se, respetivamente, ao facto de ser possível observar menos pilares em planta (mas de maior secção) nos edifícios mistos, ao facto de ser necessário dimensionar pilares com maiores secções nos edifícios mais altos (de forma a resistir às cargas gravíticas) e ao facto de que a maioria dos pilares foram dimensionados considerando apenas a ação horizontal numa direção.

3.2.4.5. Geometria das paredes

No que diz respeito à caracterização da geometria das paredes resistentes, à semelhança da secção anterior, decidiu-se comparar as geometrias destes elementos estruturais em função da época de construção e do número de andares. Porém, devido à reduzida amostra e dispersão de dados acerca das secções, não foi possível sintetizar a análise estatística em tabelas.

Neste contexto, nas Tabelas 4 e 5 apresenta-se o valor médio da largura e comprimento das paredes e de seguida na Figura 18 apresenta-se a análise estatística das áreas de secção das paredes mais comuns e de maior dimensão em planta.

Tabela 4 – Análise estatística das dimensões das paredes mais comuns em planta

	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]
Largura [m]	0,23	21	0,40	0,18
Comprimento [m]	1,55	46	4,00	1,77

Tabela 5 – Análise estatística das dimensões das paredes de maior dimensão em planta

	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]
Largura [m]	0,24	10	0,30	0,18
Comprimento [m]	2,34	31	4,00	1,10

Como referido anteriormente, as paredes estruturais surgem nos edifícios do tipo misto, geralmente em formato caixa de escada, simetricamente no centro da planta. De acordo com as Tabelas 4 e 5, verifica-se que as paredes estruturais comuns e de maior dimensão praticamente só diferem no valor médio de comprimento, isto é, cerca de 1,55m com um COV = 46% e cerca de 2,34m com um COV = 31%, respetivamente.

Como se pode observar na Figura 18, a área de secção das paredes comuns segue uma distribuição lognormal com uma média de 0,35m² e um COV = 41% e as paredes de maior dimensão têm uma tendência de distribuição beta com uma média de 0,56m² e um COV = 33%.

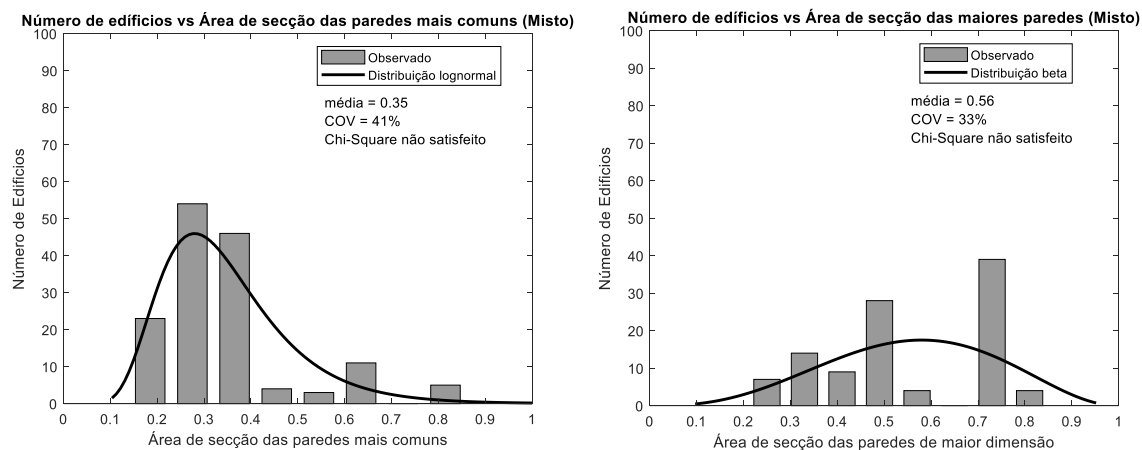


Figura 18 - Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção das paredes mais comuns (à esquerda) e de maior dimensão (à direita) em planta

3.2.4.6. Geometria das vigas

No que diz respeito à análise estatística das vigas houve necessidade de comparar geometricamente as vigas de bordo com as vigas interiores. O motivo de comparação entre estes dois tipos de vigas deveu-se ao facto de que as vigas interiores, normalmente, têm limitações no seu dimensionamento porque a necessidade de cumprir o pé-direito útil do piso estabelecido nos regulamentos, enquanto o dimensionamento das vigas de bordo não têm este problema, dado que estão, quase sempre, coincidentes com a fachada/empena do edifício. De acordo com a Figura 19, as vigas de bordo não dependem do tipo de estrutura, dado que a média de área é de 0,11m² para os dois tipos de configuração com tendência de uma distribuição lognormal.

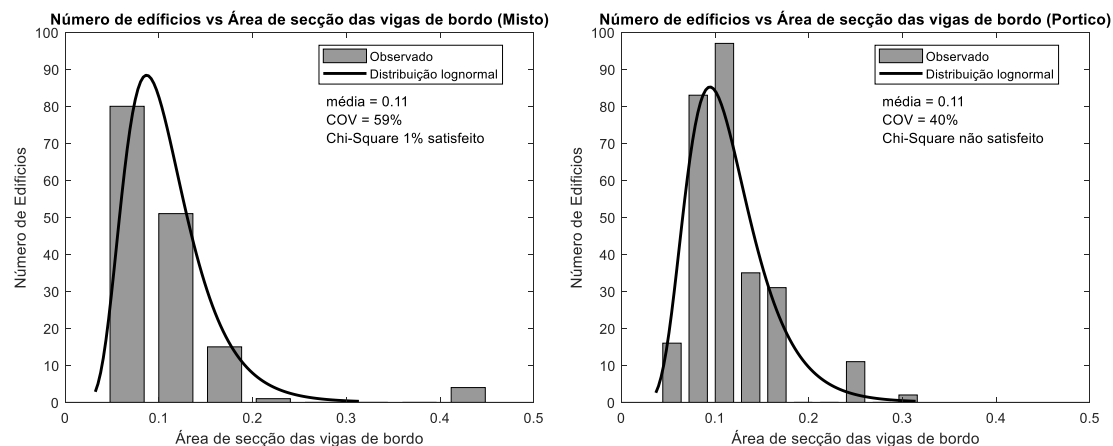


Figura 19 – Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção das vigas de bordo para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

Quanto à altura e largura das vigas de bordo, na Tabela 6 encontra-se a síntese da análise estatística das dimensões de secção em função da época de construção e o número de andares. É possível verificar que a média de altura das vigas de bordo é cerca de 0,49m com um COV = 29% e a largura é cerca de 0,23m com um COV = 24%.

Tabela 6 – Dimensões das vigas de bordo

	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]
Largura [m]	Lognormal	0,23	29	0,45	0,10
Altura [m]	Lognormal	0,49	24	1,00	0,25

Na Figura 20 encontra-se representada a análise estatística das vigas interiores e à semelhança do que se observou com as vigas de bordo, a área de secção das vigas interiores não varia em função da configuração da estrutura.

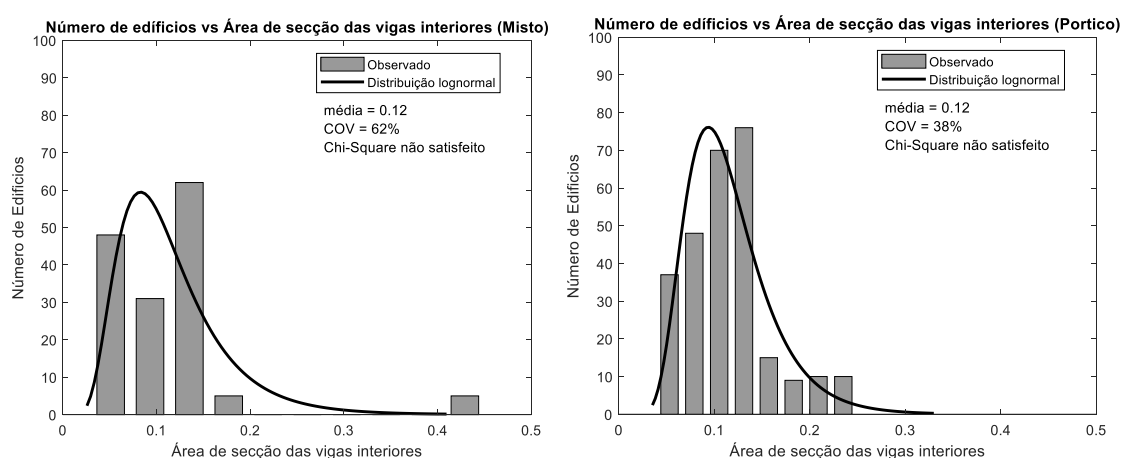


Figura 20 – Análise estatística dos números de edifícios em função da área de secção das vigas interiores para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

A média de área de secção das vigas interiores é cerca de 0,12m² e segue a tendência de uma distribuição lognormal para os dois tipos de configuração com um COV = 62% e 38%, respetivamente.

Quanto à altura e à largura das vigas interiores, com a análise estatística no Anexo A verifica-se que não há grandes variações no seu valor consoante a época de construção e o número de andares. Relativamente à síntese dos resultados na Tabela 7, a média de altura das vigas interiores é cerca de 0,48m com COV = 27% e a média da largura é cerca de 0,24m com COV = 26%.

Tabela 7 – Dimensões das vigas interiores

	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]
Largura [m]	Lognormal	0,24	27	0,50	0,10
Altura [m]	Lognormal	0,48	26	0,90	0,30

Resumindo, a análise estatística da geometria das vigas e o levantamento de dados não permitiram verificar diferenças relevantes entre os dois tipos de viga, sendo que as médias de altura e largura das vigas de bordo e interiores são praticamente iguais.

3.2.4.7. Armadura dos pilares

Nesta secção será explorada a análise estatística das taxas de armaduras longitudinais e transversais dos dois tipos de pilares. É de se referir que na Figura 21, referentes às análises das taxas de armadura longitudinal dos pilares encontram-se traçados os limites de taxa de armadura mínima, $A_{s,min}$, e máxima, $A_{s,max}$, de acordo com a Parte 1-9.5.2 do EC2 como definidas na equação 10 e na equação 11 (NP EN1992-1-1, 2010).

$$A_{s,min} = \max \left[\frac{0,1 * N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 * A_c \right] \rightarrow A_{s,min} = 0,002 * A_c \quad \text{eq.(10)}$$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c \quad \text{eq.(11)}$$

sendo que:

- N_{Ed} – Esforço normal à compressão atuante;
- f_{yd} – Tensão de cedência do aço;
- A_c – Área de secção do pilar.

Note-se que a condição de taxa de armadura mínima (na equação 10 definida no EC2), depende do valor de cálculo do esforço normal à compressão, do valor de cálculo da tensão de cedência do aço e da área de secção do pilar. Todavia, como não se recolheram todos os dados necessários para esta condição, decidiu-se considerar apenas a componente referente à área de secção do pilar, sabendo que se trata de um valor muito reduzido (NP EN1992-1-1, 2010).

Como se pode verificar na Figura 21, a taxa média de armadura longitudinal, $\frac{A_s}{A_c}$, dos pilares mais comuns é de 0,9% com um COV = 73% e a taxa média de armadura longitudinal dos pilares de maior dimensão em planta é de 1% com um COV = 97%, sendo que ambos seguem a tendência de uma distribuição lognormal.

Relativamente aos limites de taxa de armadura longitudinal impostos pelo EC2, verifica-se a existência de pilares comuns e de maior dimensão em planta com taxas de armadura menores que o mínimo recomendado, e na Figura 21 verifica-se que há pilares com taxas de armadura superiores ao máximo recomendado (NP EN1992-1-1, 2010).

Em suma, é possível observar uma quantidade significativa de edifícios na zona em estudo em inconformidade com o regulamento atual.

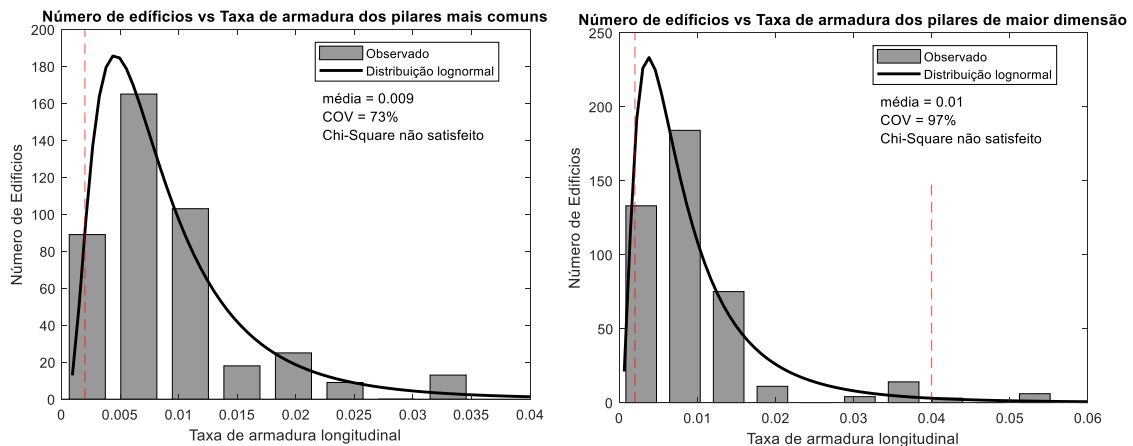


Figura 21 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal dos pilares mais comuns (à esquerda) e dos pilares de maior dimensão (à direita) em planta

Como se pode verificar nas Tabelas 8 e 9, a média de taxa de armadura longitudinal, $\frac{A_s}{A_c}$, nos pilares tende a aumentar ao longo das épocas de construção incluindo a taxa máxima de armadura, todavia, a taxa mínima de armadura mantém-se praticamente constante (exceto na época de construção após o ano de 1983, quando surgiu o regulamento que considera o dimensionamento sísmico de forma mais próxima dos conhecimentos atuais na área da engenharia sísmica). Neste contexto, decidiu-se agregar os pilares mais comuns e os pilares de maior dimensão em planta numa única categoria e comparar o valor médio da taxa de armadura longitudinal de todos os pilares com outros estudos semelhantes a este, de forma a validar dos resultados obtidos.

Tabela 8 – Taxa de armadura longitudinal dos pilares mais comuns

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	32	Lognormal	0,46	78	1,69	0,14	NS
1955 a 1970	300	Lognormal	0,96	72	3,49	0,20	1
1970 a 1983	79	Lognormal	1,03	65	3,35	0,35	NS
> 1983	11	-	0,59	-	1,00	0,52	-

Tabela 9 – Taxa de armadura longitudinal dos pilares de maior dimensão

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	34	Lognormal	0,30	69	0,95	0,07	NS
1955 a 1970	305	Lognormal	0,90	86	5,52	0,21	NS
1970 a 1983	80	Lognormal	1,60	86	4,46	0,20	NS
> 1983	11	-	0,78	-	1,58	0,30	-

De acordo com um estudo realizado em 500 pilares de edifícios inspecionados em Lisboa, a média de taxa de armadura longitudinal observada foi de 0,61% com um COV = 32%. Segundo o mesmo estudo, o valor médio de taxa de armadura tende a ser baixo devido aos regulamentos em vigor na altura, o REBA no ano de 1967 e mais tarde o REBAP no ano de 1983, admitirem taxas de armadura mínimas de 0,4% para o aço A24 (atualmente A235) e 0,3% para o aço A400 e A500, se a área da secção de betão for adequada para resistir ao esforço de compressão, respetivamente (Furtado et al., 2015; REBA, 1967; REBAP, 1983).

Num outro estudo realizado pelos autores supra mencionados, de acordo com um levantamento de dados de outros 500 pilares de edifícios construídos entre o ano de 1950 e o ano de 2000 foi possível observar valores significativamente superiores, obtendo-se um valor médio de taxa de armadura longitudinal de 1,27% com um COV = 40% (LNEC, 2019). Em suma, os resultados destes estudos servem de referência para a análise estatística desta base de dados, sendo que permitem avaliar a coerência dos resultados obtidos com outros edifícios existentes em contextos idênticos.

Como se pode verificar na Tabela 10, os pilares dos edifícios de betão armado, inseridos na zona do levantamento de dados, têm uma taxa média de armadura longitudinal, ρ_i , de 0,95% com um COV = 87%. Repare-se que o resultado obtido é coerente com o esperado, dado que se obteve uma taxa média de armadura longitudinal entre os valores de referência de outros estudos, ou seja, entre 0,6% e 1,3%. Para finalizar a análise estatística das armaduras

longitudinais dos pilares, decidiu-se estudar os valores de diâmetro dos varões de aço como representado na Figura 22.

Tabela 10 – Taxa de armadura longitudinal dos pilares

	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]
ρ_i	Lognormal	0,95	87	5,52	0,07

Na Figura 22 encontra-se traçado o limite mínimo de diâmetro imposto pelo regulamento atual, ou seja, de acordo com a Parte1-9.5.2(1) do EC2, o diâmetro mínimo para os varões de aço empregues nas armaduras longitudinais é de 8mm (NP EN1992-1-1, 2010).

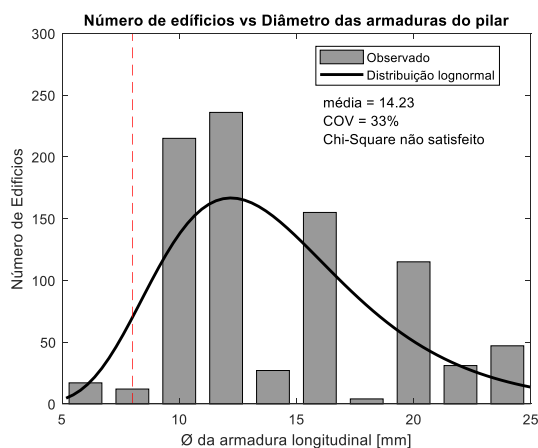


Figura 22 – Análise estatística dos diâmetros dos varões da armadura longitudinal dos pilares

Os parâmetros estatísticos na Figura 22 encontram-se sintetizados na Tabela 11 e com os resultados obtidos admite-se que a média do diâmetro dos varões de aço nas armaduras longitudinais é de 14.23mm com um COV = 33%.

Tabela 11 – Diâmetro da armadura longitudinal dos pilares.

	Média [mm]	COV [%]	Máximo [mm]	Mínimo [mm]
Ø da armadura longitudinal	14,23	33	25,00	4,76

É de destacar o facto de que os diâmetros dos varões de aço em polegadas foram convertidos em milímetros, deste modo, o menor diâmetro observado, igual a 4,76mm, corresponde a um varão de aço com Ø 3/16", sendo que através dos resultados apresentados na Figura 22 verifica-se que há uma quantidade significativa de edifícios com este diâmetro nas armaduras longitudinais ou com o diâmetro inferior ao limite mínimo, e consequentemente, em inconformidade com o regulamento atual.

Verificamos na Figura 23 que os dados observados das taxas de armadura transversal, $\frac{A_{sw}}{b_w * s}$, dos pilares mais comuns e de maior dimensão em planta têm a mesma tendência de seguir uma distribuição lognormal com médias iguais, cerca de 0,1%, com um COV = 65% e COV = 66%, respetivamente.

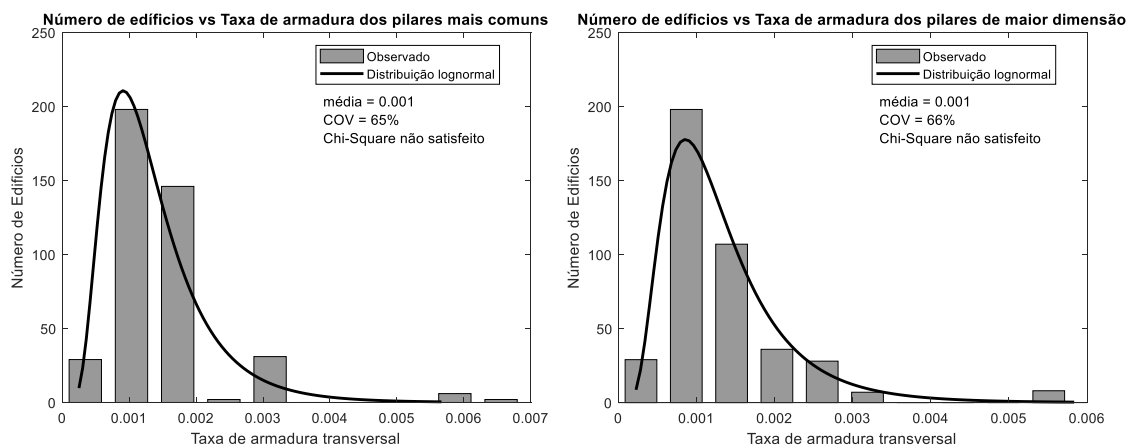


Figura 23 - Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura transversal dos pilares mais comuns (à esquerda) e dos pilares de maior dimensão (à direita) em planta

Durante a recolha de dados notou-se que em alguns projetos de estruturas, o dimensionamento das armaduras transversais era pouco detalhado, pois não era dada importância à quantidade de armadura transversal nos elementos estruturais, optando-se pelo mesmo diâmetro e espaçamento para todos os elementos estruturais. Este fenómeno explica a não verificação de diferenças significativas nas taxas de armadura transversal entre os dois tipos de pilares, bem como nas paredes resistentes e vigas (*vide* secções seguintes). Nas Tabelas 12 e 13 apresentam-se os valores de taxa de armadura transversal dos pilares em função da época de construção.

Tabela 12 – Taxa de armadura transversal dos pilares mais comuns

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	34	Weibull	0,11	34	0,16	0,05	NS
1955 a 1970	299	Lognormal	0,12	60	0,69	0,03	NS
1970 a 1983	71	Lognormal	0,20	59	0,57	0,08	NS
> 1983	11	-	0,26	-	0,28	0,13	-

Tabela 13 – Taxa de armadura transversal dos pilares de maior dimensão

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	34	Weibull	0,11	50	0,28	0,03	NS
1955 a 1970	297	Lognormal	0,12	57	0,55	0,02	NS
1970 a 1983	71	Lognormal	0,20	65	0,57	0,05	NS
> 1983	11	-	0,19	-	0,24	0,13	-

Segundo os resultados obtidos nas Tabelas 12 e 13, verifica-se um aumento para cerca do dobro na média das taxas de armadura transversal entre as épocas de construção antes e depois do ano de 1970. Isto é explicado com o surgimento do REBA em 1967, que pela primeira vez introduziu um dimensionamento rigoroso para as armaduras transversais de forma a impedir a encurvadura da armadura longitudinal e confinar o betão (REBA, 1967).

Refira-se além disso, que as taxas mínimas de armadura transversal tendem a aumentar em cada época de construção. Para finalizar a análise estatística das armaduras transversais dos pilares, decidiu-se estudar os valores de espaçamento entre cintas, como representado na Figura 24.

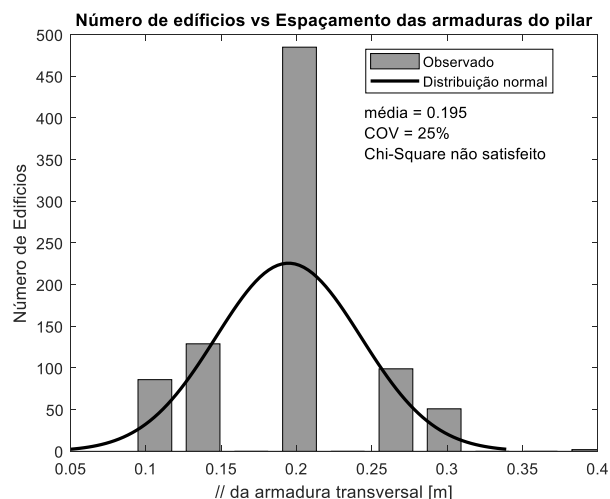


Figura 24 – Análise estatística dos espaçamentos das armaduras transversais dos pilares

Na Tabela 14 é possível consultar a análise estatística sintetizada da Figura 24. Através dos resultados obtidos verifica-se que a média de espaçamento máximo entre cintas nas armaduras transversais é de 19,5cm com um COV = 25%, de onde se destaca o valor de espaçamento máximo igual a 40cm, valor que se admite ser elevado.

Em conformidade com a Parte1-9.5.3(1) do EC2, o espaçamento máximo imposto é o menor valor de três condições, isto é: 20 vezes o diâmetro mínimo dos varões longitudinais, a menor dimensão do pilar ou 0,40m (NP EN1992-1-1, 2010).

Tabela 14 – Espaçamento das armaduras transversais dos pilares

	Média [cm]	COV [%]	Máximo [cm]	Mínimo [cm]
// da armadura transversal	19,50	25	40,00	10,00

Em suma, comparando os dados de espaçamento máximos observados com as condições do EC2, verifica-se que, apesar de se admitir um espaçamento relativamente alto, as armaduras transversais estão em conformidade com o regulamento atual (NP EN1992-1, 2010).

3.2.4.8. Armadura das paredes

Nesta secção será apresentado o resultado da análise estatística desenvolvidas em relação às taxas de armaduras longitudinais e transversais das paredes. Na Figura 25 referente à análise estatística da taxa de armadura longitudinal nas paredes encontra-se traçado o limite referente à taxa mínima de armadura preconizada na Parte 1-9.6.2(1) do EC2 (NP EN1992-1-1, 2010).

De acordo com as análises estatísticas da Figura 25, as paredes mais comuns em planta têm uma taxa média de armadura longitudinal igual a 0,5% com um COV = 76% e segue uma distribuição weibull. Relativamente às paredes de maior dimensão, a média de taxa de armadura longitudinal é igual a 0,3% com um COV = 100% e segue uma distribuição lognormal. Em síntese pode-se admitir que as paredes são pouco armadas longitudinalmente, inclusive, é possível verificar que há muitos edifícios do tipo misto com paredes associadas a taxas de armadura menores do que o recomendado pela regulamentação atual.

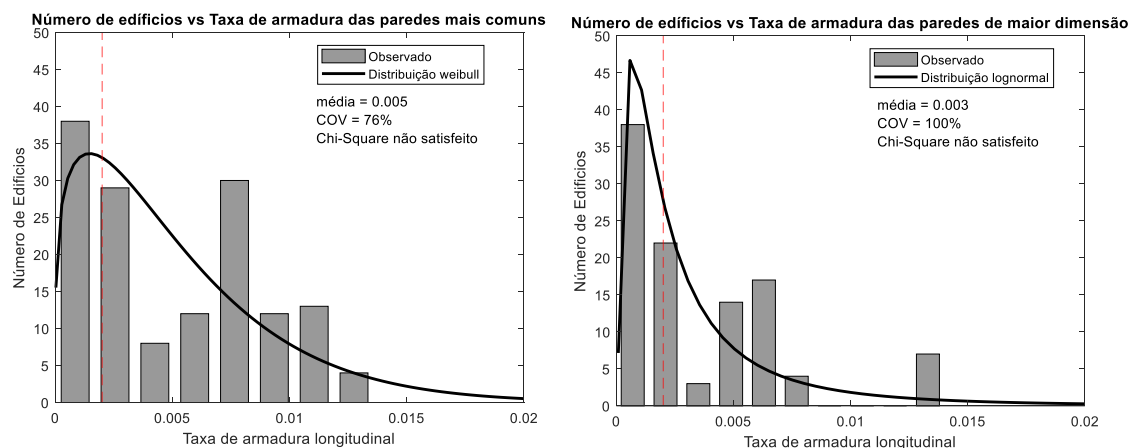


Figura 25 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal das paredes mais comuns (à esquerda) e das paredes de maior dimensão (à direita) em planta

Nas Tabelas 15 e 16 apresentam-se a síntese dos resultados da análise estatística desenvolvida na Figura 25 em função das épocas de construção dos edifícios.

Tabela 15 – Taxa de armadura longitudinal das paredes mais comuns

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	92	Gamma	0,44	87	1,32	0,08	NS
1970 a 1983	46	Weibull	0,53	58	1,00	0,18	1
> 1983	8	-	1,17	-	1,17	1,17	-

Tabela 16 – Taxa de armadura longitudinal das paredes de maior dimensão

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	56	Lognormal	0,22	107	0,75	0,06	NS
1970 a 1983	41	Lognormal	0,46	92	1,30	0,15	1
> 1983	8	-	0,69	-	0,69	0,69	-

Sabe-se que as paredes de betão armado representam um papel fundamental nas estruturas de edifícios devendo ser consideradas como paredes dúcteis como preconizado no EC8 (NP EN1998-1, 2010; NP EN1998-3, 2017). As paredes devem estar devidamente confinadas nas extremidades através de cintas (de forma idêntica aos pilares), sendo que, esta pormenorização é necessária nas extremidades das paredes que não estão interligadas a outras paredes (perpendiculares). Além disso, a armadura transversal deverá ser colocada com armaduras construtivas (com forma de cintas, varão em “U” ou ganchos) interligando as duas malhas.

Relativamente aos dados obtidos nas Tabelas 15 e 16, verifica-se que ao longo das épocas de construção a taxa de armadura longitudinal das paredes estruturais tem tendência de aumentar, contudo, o maior número de edifícios mistos observados na zona em estudo foram construídos entre o ano de 1955 e 1970. É de se destacar que o ano de 1967 corresponde à maior concentração de valores de armadura nas paredes.

De facto, durante a recolha de dados não se observou muitas paredes com as pormenorizações indicadas anteriormente, uma vez que, esta época de construção está associada a regulamentos pouco rigorosos no dimensionamento sísmico de paredes estruturais,

o que também justifica o facto de se observarem paredes estruturais com taxas de armadura menores do que o exigido atualmente.

Como se pode verificar na Figura 26, as paredes mais comuns e de maior dimensão em planta têm a mesma taxa média de armadura transversal, cerca de 0,1% com um COV = 38% e COV = 35%, respetivamente.

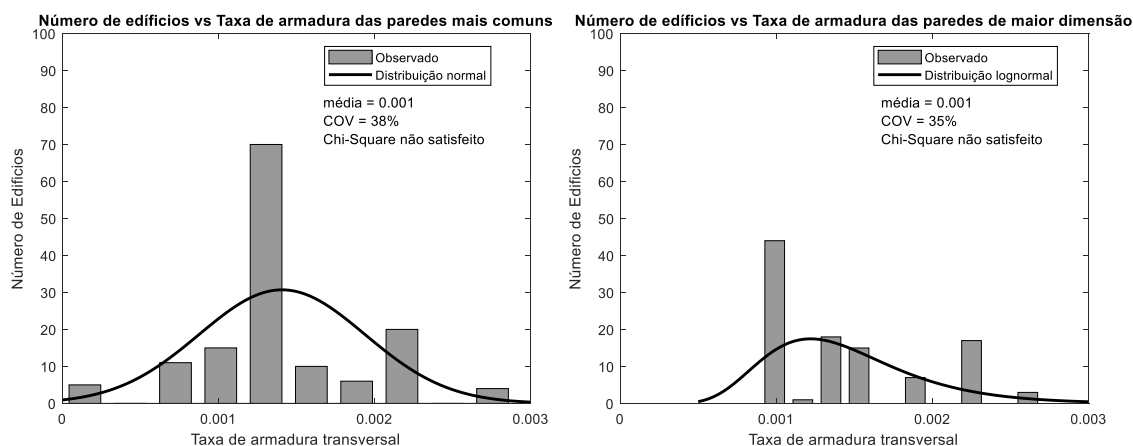


Figura 26 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura transversal das paredes mais comuns (à esquerda) e das paredes de maior dimensão (à direita) em planta

Nas Tabelas 17 e 18 encontra-se sintetizada a análise estatística da Figura 26 em função da época de construção.

Tabela 17 – Taxa de armadura transversal das paredes mais comuns

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	87	Normal	0,11	31	0,16	0,01	NS
1970 a 1983	46	Lognormal	0,18	29	0,28	0,11	NS
> 1983	8	-	0,23	-	0,23	0,23	-

Tabela 18 – Taxa de armadura transversal das paredes de maior dimensão

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	56	Lognormal	0,11	18	0,16	0,10	NS
1970 a 1983	41	Lognormal	0,18	23	0,27	0,14	1
> 1983	8	-	0,23	-	0,23	0,23	-

Note-se que, apesar de a amostra de paredes não ser tão grande como a dos pilares, os resultados obtidos nas Tabelas 17 e 18 são semelhantes aos resultados obtidos na análise estatística das armaduras transversais dos pilares, ou seja, a taxa média de armadura transversal das paredes é relativamente baixa antes do ano de 1970, e após este ano, a média aumenta significativamente, fenómeno que se deve, como referido anteriormente, à introdução do REBA (REBA, 1967).

3.2.4.9. Armadura das vigas

Nesta secção serão apresentados os resultados da análise estatística relativa às taxas de armaduras longitudinais e transversais (a meio-vão) das vigas de bordo e interior.

A quantidade de armadura é calculada de forma a assegurar um desempenho mínimo adequado às vigas garantindo um comportamento dúctil.

De acordo com a Parte 1-9.2.1.1(1) do EC2, o cálculo do valor mínimo de armadura longitudinal para as vigas é mais complexo do que os outros elementos estruturais pelo que se decidiu não traçar o limite mínimo na Figura 27 por não se ter recolhido todos os parâmetros necessários para o seu cálculo (NP EN1992-1-1, 2010).

Além disso, é de destacar que todos os valores observados de armadura longitudinal nas vigas estão afastados do máximo exigido de acordo com a Parte 1-9.2.1.1(3) do EC2, deste modo, também não se representou o limite máximo imposto (NP EN1992-1-1, 2010).

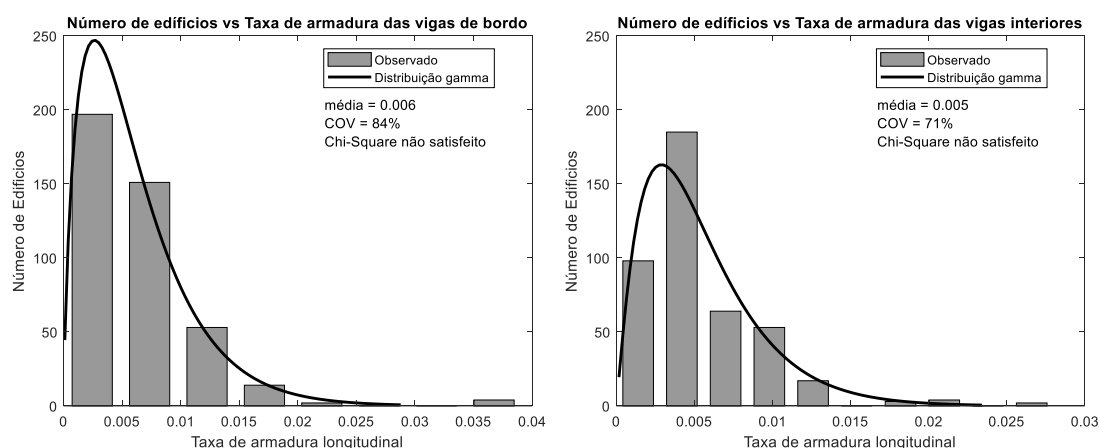


Figura 27 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal das vigas de bordo (à esquerda) e das vigas interiores (à direita)

De acordo com a Figura 27, as taxas de armadura longitudinal observadas nas vigas de bordo e interiores tendem a seguir uma distribuição gamma, respetivamente, com uma taxa média de armadura igual a 0,6% e um COV = 84% e uma taxa média de armadura igual a 0,5% e um COV = 71%. Nas Tabelas 19 e 20 apresentam-se, de forma sintetizada os resultados da análise estatística da Figura 27 e como se pode verificar as médias de taxa de armadura tendem a aumentar com a época de construção.

Tabela 19 – Taxa de armadura longitudinal das vigas de bordo

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	29	Weibull	0,37	108	2,05	0,04	1
1955 a 1970	301	Lognormal	0,60	92	3,90	0,13	NS
1970 a 1983	80	Gamma	0,74	49	1,57	0,19	NS
> 1983	11	-	0,50	-	0,56	0,25	-

Tabela 20 – Taxa de armadura longitudinal das vigas interiores

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	34	Lognormal	0,47	120	2,73	0,14	1
1955 a 1970	301	Weibull	0,52	63	2,73	0,06	NS
1970 a 1983	80	Lognormal	0,69	67	2,20	0,18	NS
> 1983	11	-	0,42	-	1,89	0,17	-

Como se pode verificar na Figura 28, a taxa de armadura transversal, $\frac{A_{sw}}{b_w * s}$, não varia em função da localização da viga e a média é igual a 0,2% com um COV = 116%, sendo que, as vigas observadas seguem a tendência de uma distribuição lognormal.

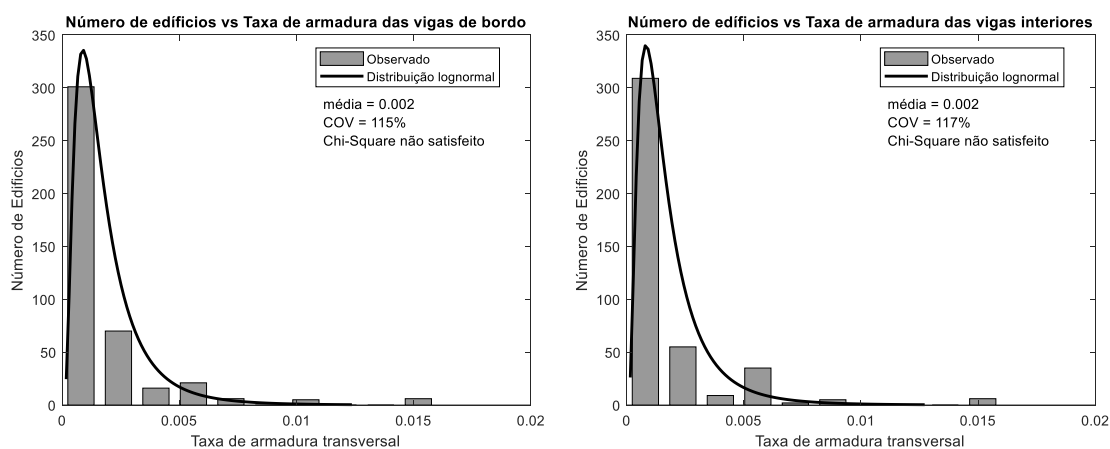


Figura 28 – Análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura transversal das vigas de bordo (à esquerda) e das vigas interiores (à direita)

Nas Tabelas 21 e 22 encontra-se a síntese das análises estatísticas da Figura 28.

Tabela 21 – Taxa de armadura transversal das vigas de bordo.

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	34	Lognormal	0,25	134	1,01	0,06	1
1955 a 1970	300	Lognormal	0,20	118	1,57	0,07	NS
1970 a 1983	80	Lognormal	0,20	86	0,69	0,02	NS
> 1983	11	-	0,13	-	0,14	0,09	-

Tabela 22 – Taxa de armadura transversal das vigas interiores.

Época de construção	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [%]	COV [%]	Máximo [%]	Mínimo [%]	Teste chi-square [%]
< 1955	34	Lognormal	0,20	142	0,84	0,03	1
1955 a 1970	296	Lognormal	0,20	123	1,57	0,03	NS
1970 a 1983	80	Lognormal	0,19	66	0,57	0,09	NS
> 1983	11	-	0,10	-	0,13	0,09	-

4. Caso em estudo – Identificação e modelação

4.1. Descrição geral do edifício tipo

Com base na análise estatística efetuada no capítulo anterior, selecionou-se um edifício considerado representativo do parque habitacional da freguesia de Benfica e o objetivo deste capítulo visa caracterizar e modelar este edifício tipo. Na figura 29 apresenta-se o edifício tipo selecionado que se situa na Estrada dos Arneiros nº 34, e pertence a um dos locais mais movimentados da freguesia de Benfica e trata-se de um edifício do tipo porticado de betão armado dimensionado e construído no ano de 1965, com seis pisos elevados.

A sua ocupação é destinada maioritariamente à habitação, sendo que o piso térreo é dedicado a dois fogos e uma loja, os pisos elevados são destinados, cada um, a três fogos, sendo que, o último piso tem apenas um fogo. De seguida, será explorada toda a informação consultada noutro Arquivo Municipal de Lisboa, em Campolide.

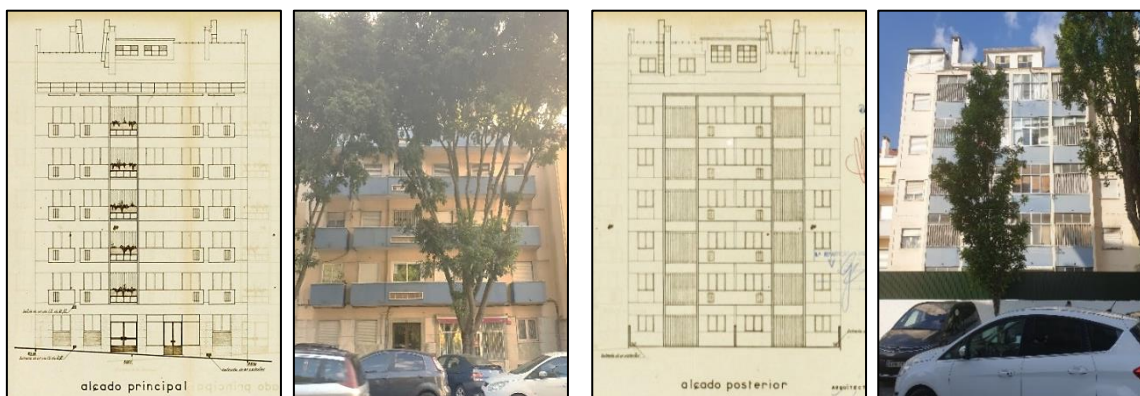


Figura 29 – Alçado principal (à esquerda) e alçado tardoz (à direita) do edifício tipo localizado na Estrada dos Arneiros nº 34 - Lisboa

4.2. Arquitetura

É possível examinar três plantas distintas: a planta do piso térreo, a planta dos pisos elevados e a planta do último piso. No Anexo B é possível consultar o projeto de arquitetura do edifício tipo presente no Arquivo em formato físico e as plantas traçadas posteriormente em AutoCAD. A primeira planta corresponde ao piso que se encontra à cota do terreno e contém dois apartamentos (uma habitação T2 e uma habitação T3) e uma loja. A segunda planta corresponde aos pisos elevados, do piso 1 ao piso 5, e contém três apartamentos (uma habitação T1 e duas habitações T3). A terceira planta corresponde ao último piso, o piso 6 que contém um apartamento de habitação T1. Note-se que todos os pisos têm uma caixa de escadas e dois elevadores, localizados no centro geométrico da planta. A área de implantação do edifício é de 198m² com 16,5m na direção longitudinal, com 12m na direção transversal e com uma altura total de cerca 21,5m.

4.3. Conceção estrutural

Com a consulta dos projetos de estruturas é possível distinguir e comparar o método de cálculo e dimensionamento da época para o praticado atualmente. A estrutura do edifício é do tipo porticado de betão armado e foi dimensionada seguindo o regulamento em vigor na altura,

o Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU, 1951). É pertinente recordar que este regulamento foi aprovado no ano de 1951 e sofreu várias alterações até à data de construção do edifício selecionado para caso do estudo (1965). Dentre as alterações importantes neste período de tempo, destacamos a revogação de algumas imposições do antigo Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos, exceto nas ações dos sismos, uma vez que se introduziram maiores valores de coeficientes sísmicos a edifícios que estivessem fundados em terrenos que fazem prever maiores ações sísmicas e a edifícios que não dispõem de qualquer contribuição adicional de resistência por elementos não-estruturais como, por exemplo, a presença de paredes de alvenaria (DRE, 1961). A Figura 30 apresenta a planta tipo do edifício e é de notar que a estrutura é composta por pórticos pouco regulares e assimétricos, incluindo a existência de dois pilares enviesados, de um único pilar com uma das dimensões muito superior à outra, mas não o suficiente para se considerar uma parede estrutural e ainda vigas apoiadas noutras vigas.

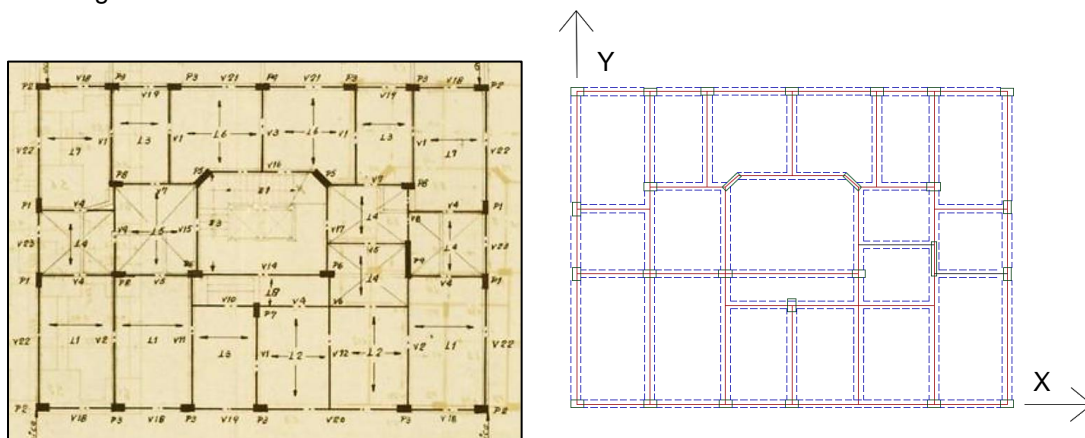


Figura 30 – Planta do edifício tipo disponível no Arquivo Municipal (à esquerda); Traçado da planta do edifício tipo em AutoCAD (à direita)

4.4. Pormenorização dos elementos estruturais

De um modo geral, o fraco desempenho sísmico dos edifícios de betão armado construídos antes de 1983 em Portugal, data à qual entrou em vigor o REBAP, é associado a mecanismos de colapso frágeis. Com a consulta da pormenorização dos elementos estruturais, é possível notar características já conhecidas que estão associadas ao fraco desempenho sísmico (REBAP, 1983). Quanto aos pilares, as dimensões das secções são constantes em altura e como esperado, a armadura longitudinal diminui com a altura do edifício como se pode verificar no exemplo da Figura 31.

	1ª e 2ª TROÇO: entre o 1º andar e o nível do 4º andar	3ª TROÇO: entre o 4º andar e o nível do 3º andar	4ª TROÇO: entre o 3º andar e o nível do 2º andar	5ª TROÇO: entre o 2º andar e o nível do 1º andar	6ª TROÇO: entre o 1º andar e o nível do 2/1C	
DILAD P1 e P1						c/ntos φ 1/4 esp. 0.20

Figura 31 – Pormenorização dos pilares no projeto do edifício tipo disponível no Arquivo Municipal

Os pilares são pouco armados transversalmente e quanto aos nós de ligação viga-pilar, destaca-se que não há redução do espaçamento da armadura transversal. Estas características podem vir a originar o colapso prematuro por esforço transversal originado por ações cíclicas como a ação sísmica. Um aspeto relevante a apontar e que será de interesse na análise da estrutura nos capítulos 5 e 6, é o facto de 18 do total de 26 pilares estarem disposto longitudinalmente, ou seja, a maior direção da secção dos pilares é paralela à direção das fachadas (direção X).

Quanto às vigas, as dimensões da secção e a armadura longitudinal são constantes em altura, a amarração da armadura longitudinal é insuficiente e são pouco armadas transversalmente como se pode verificar na Figura 32, todavia, é possível observar a presença de armadura transversal inclinada junto aos nós viga-pilar, onde parte da armadura inferior é inclinada e passa a incorporar a armadura superior.

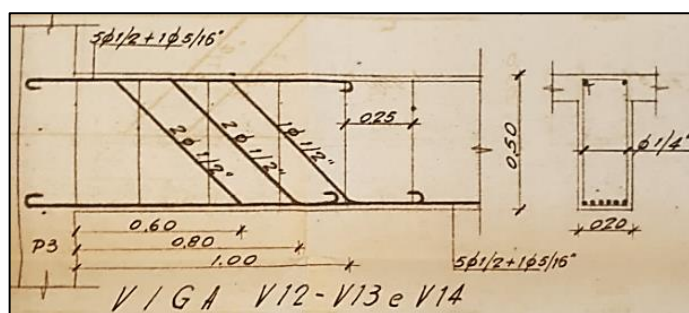


Figura 32 – Pormenorização das vigas no projeto de estruturas do edifício tipo disponível no Arquivo Municipal

Apesar da armadura inclinada contribuir bastante para a resistência ao corte das vigas junto aos apoios, adotar este tipo de metodologia em vez de estribos, contribui para um comportamento indesejado da estrutura, caso ocorra inversão de esforços durante uma ação sísmica, dado que só está armado para esforço transversal descendente (Rodrigues, A., 2020).

É de destacar que tanto os pilares como as vigas têm valores de armadura transversal muito reduzidos. Este baixo nível de confinamento do betão tem um impacto desfavorável na ductilidade dos elementos estruturais. No projeto apesar de se encontrarem informações pertinentes para a avaliação estrutural do edifício, não consta a classe do betão e do aço empregues. No entanto, as propriedades destes materiais podem ser estimadas com base no regulamento imposto na altura de dimensionamento do edifício, com ensaios (amostras/carotes locais), ou então com os resultados da análise estatística de uma amostra de edifícios semelhantes a este, como apresentado no capítulo anterior. Porém, é possível ponderar que os varões de aço das armaduras serão lisos pela época de construção (RGEU, 1951). Esta hipótese condiciona negativamente o desempenho da estrutura a ações sísmicas, uma vez que poderão ocorrer fenómenos de escorregamento aço-betão nas zonas com maiores concentrações de esforços. Assim sendo, este edifício tipo apresenta uma série de características a nível estrutural que levam a um comportamento pouco dúctil, comprometendo a capacidade de deformação sem perda de resistência, e consequentemente, dando origem a um mau desempenho sísmico.

4.5. Modelação do edifício tipo

4.5.1. Software adotado

A modelação e análise sísmica do edifício tipo apresentado anteriormente foi realizada recorrendo ao *software* OpenSees do centro de pesquisa Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER, 2006). Este programa permite modelar sistemas e estruturas com comportamento linear ou não-lineares, bem como simular a resposta de sistemas estruturais e geotécnicos a ações sísmicas. De todas as funções disponíveis neste *software* destaca-se a função de análise dinâmica modal e a análise estática não-linear, ambas usadas neste estudo (OpenSees, 2012). Os elementos estruturais do edifício foram simulados recorrendo a modelos de análise de plasticidade distribuída e a secção transversal de cada elemento estrutural é representada por uma secção de fibras, a que são atribuídos os materiais definidos.

No Anexo C é possível consultar um resumo das linhas de código escritas no OpenSees.

4.5.2. Betão armado

O primeiro passo na modelação do edifício tipo consiste na definição dos materiais que constituem os elementos estruturais. Nos métodos de análise não-lineares e principalmente num modelo de fibras, é possível simular de forma rigorosa o comportamento não-linear da estrutura se o comportamento dos materiais for definido e reproduzido pelas suas relações constitutivas de forma adequada.

Como referido na secção 4.4, no projeto de estruturas do edifício tipo não estão presentes a classe do betão e a classe do aço. Como simplificação, analisou-se uma amostra de edifícios com características idênticas à do edifício tipo, de forma a identificar os materiais adequados para o modelo, isto é: edifícios do tipo pórtico, construídos na mesma época de construção, com a mesma categoria de número de andares, com o mesmo número de fogos por piso e com plantas idênticas, entre outros. Através dos resultados obtidos considerou-se uma classe de betão B225 e uma classe do aço A40. Estas designações correspondem aos valores de resistência, ou seja, a resistência do betão é definida pela resistência característica em Kg/cm², obtida em ensaios à compressão normal de cubos ao fim de 28 dias, e a resistência do aço é definida pelo valor característico da tensão de cedência em Kgf/mm². Note-se que se trata de designações ultrapassadas, mas que são equivalentes a classes atuais (Appleton, J., 2005). De facto, além das classes dos materiais há duas características essenciais a apontar como referido na secção 4.4 e que serão consideradas no modelo dos materiais, isto é: a baixa armadura transversal que se traduz num betão pouco confinado e a presença de varões de aço lisos em todos os elementos estruturais que se traduz numa baixa ductilidade.

Neste sentido, a modelação do betão B225 foi definida com base nas características constitutivas de um betão não confinado equivalente à classe B20/25. Para modelar o betão como um material no OpenSees, adotou-se uma abordagem conservativa e não se considerou a armadura transversal dos elementos estruturais. Esta abordagem leva a que se considere um gráfico tensão-deformação de um betão não confinado como representado na Figura 33 com os valores presentes na Tabela 23 (Mander, J. et al., 1988; Popovics, S., 1973).

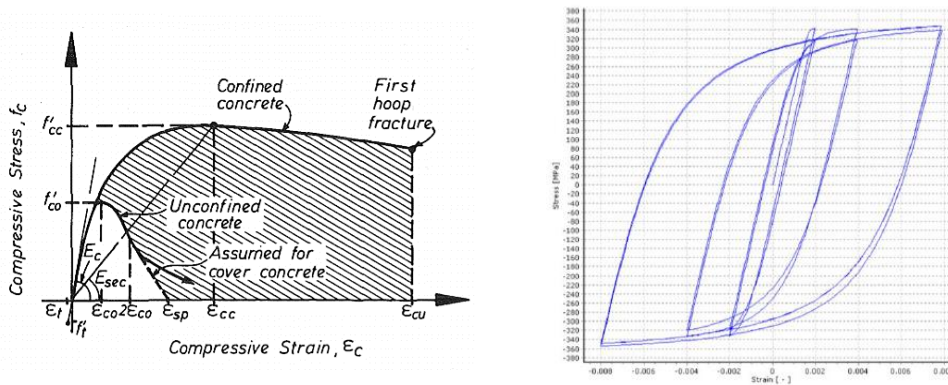


Figura 33 – Gráfico da relação tensão-deformação teórico do betão (à esquerda) e no OpenSees (à direita) (OpenSees, 2012)

Tabela 23 – Características mecânicas do betão para o modelo

Propriedades	Betão B20/25
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}	$\epsilon_{c1} = 2 \text{ ‰}$
Extensão última à compressão	$\epsilon_{cu1} = 3,5 \text{ ‰}$

As armaduras foram definidas através de um comando que simula o aço como um modelo uniaxial Giuffre-Menegotto-Pinto (Menegotto-Pinto, 1973; Popovics, S., 1973; Filippou, F. et al., 1983). Este modelo considera a acumulação de deformações plásticas decorrente de uma ação cíclica, como por exemplo, a ação sísmica, com os parâmetros de endurecimento isotrópico de R0 igual a 15; cR1 igual a 0,925; cR2 igual a 0,15 e os restantes parâmetros de rigidez isotrópica unitários (Filippou, F. et al., 1983). Neste sentido, a modelação do aço foi definida através da relação tensão-deformação de um aço A400 como representado na Figura 34 (Park-Paulay et al., 1975).

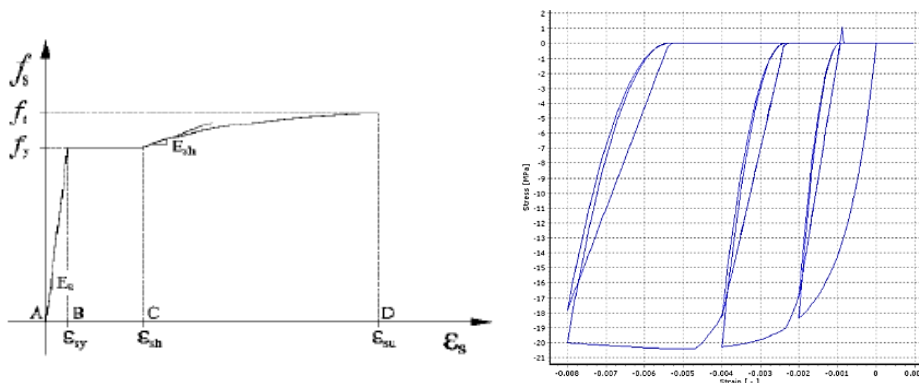


Figura 34 – Gráfico da relação tensão-deformação teórico do aço (à esquerda) e no OpenSees (à direita) (OpenSees, 2012)

Tabela 24 – Características mecânicas do aço para o modelo

Propriedades	Aço A400
Módulo de Elasticidade	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Coefficiente 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	$\varepsilon_{sh} = 0.028 \text{ ‰}$
Extensão última do aço	$\varepsilon_{su} = 0,14 \text{ ‰}$

Para considerar o efeito dos varões lisos, os valores do módulo de elasticidade e da tensão de cedência do aço presentes na Tabela 24 devem ser reduzidos. Deste modo, estes parâmetros foram reduzidos de forma bastante conservativa para 50%, dado que se trata de um modelo de uma estrutura com varões lisos independentemente do comprimento de amarração (Caruso, C., 2019). Esta redução equivale a modelar os elementos estruturais com metade da armadura longitudinal existente e poderá ser de interesse considerar outros valores em futuros estudos.

4.5.3. Alvenaria

Com a consulta da memória descritiva do edifício tipo verificou-se o tipo de alvenaria de tijolo furado empregue nas paredes. Esta informação encontra-se incompleta pelo que não é possível indicar as propriedades mecânicas do tijolo utilizado, dado que constitui todos os elementos não-estruturais exteriores e interiores. Para este modelo adotaram-se as características de alvenaria apresentadas na Tabela 25, recomendadas nas normas italianas, sendo que o módulo de elasticidade de alvenaria, E_w , é 3,33 vezes superior ao módulo de distorção, G_w (CNR-DT 200, 2013).

Tabela 25 – Características mecânicas da alvenaria para o modelo

Propriedades	Alvenaria de Tijolo
Módulo de Elasticidade	$E_w = 4,13 \text{ GPa}$
Módulo de Distorção	$G_w = 1,24 \text{ GPa}$

4.5.4. Definição da estrutura

Para definir o traçado da estrutura no modelo no OpenSees foi necessário introduzir as coordenadas espaciais de cada nó relevante. Estes nós correspondem aos limites dos elementos estruturais, isto é, aos nós de ligação viga-pilar, viga-viga, os nós de fundação e os centros geométricos das lajes. Como simplificação, admite-se o centro de massa das lajes coincidentes com o seu centro geométrico. Como referido na secção 4.2, através da consulta do projeto de estruturas desenharam-se três plantas distintas com o traçado dos elementos estruturais. Note-se que na Figura 35 é possível, numa das plantas traçadas, identificar vigas que no mesmo alinhamento não se encontram seguidas. Este pormenor construtivo leva à ocorrência de fenómenos que comprometem negativamente o desempenho da estrutura, isto é: a excentricidade no descarregamento da viga para o pilar (incremento de momentos fletores no nó viga-pilar) e a descontinuidade entre pórticos (ausência de encaminhamento contínuo das cargas laterais entre elementos estruturais).

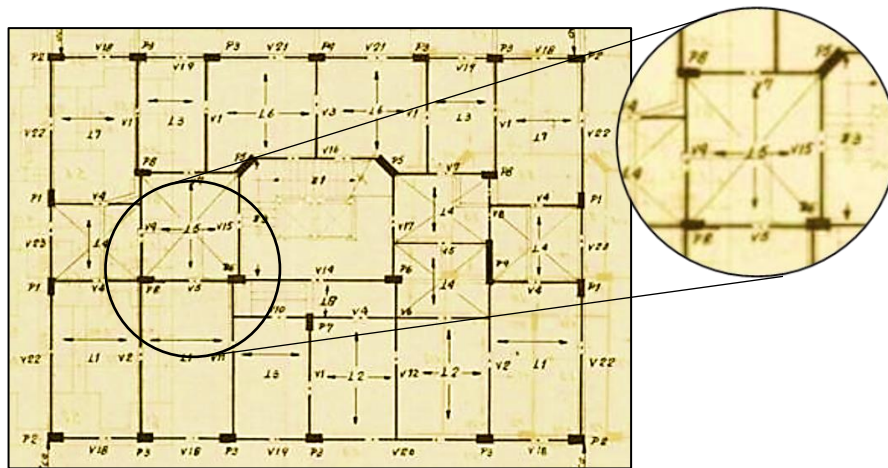


Figura 35 – Pormenorização da planta com destaque na falta de alinhamento das vigas

O desfazamento no alinhamento das vigas é um pormenor construtivo que se repete em todos os pisos e devido à complexidade de modelar esta característica no OpenSees, admitiu-se que todas as vigas se encontram seguidas. Esta simplificação leva a que nas análises a efetuar, o modelo tenha maior capacidade de transmitir cargas laterais entre pórticos do que a estrutura real. O modelo inicial terá oito pisos, identificados de 0 a 7, por ordem crescente em altura. O piso 0 corresponde à cota da fundação e assim sucessivamente, o piso 7 corresponde ao teto do último andar, todavia, como será referido na secção 6.1.2, o modelo na análise *pushover* não terá o último piso por se tratar de um piso recuado e parcial. É de se referir que a altura entre pisos foi definida pela linha média da laje, isto é, a altura de cada piso corresponde ao valor do pé-direito mais metade da espessura da laje inferior e superior. Em suma, a altura do primeiro piso terá 3,49m e a altura dos restantes pisos terá 3m. Além do conteúdo do projeto de estruturas, traçaram-se todas as plantas em AutoCAD e através dos vários alinhamentos foi atribuída uma *tag* única com as respetivas coordenadas espaciais exclusivas a cada nó com o comando *Node* no OpenSees como se pode verificar na Figura 36.

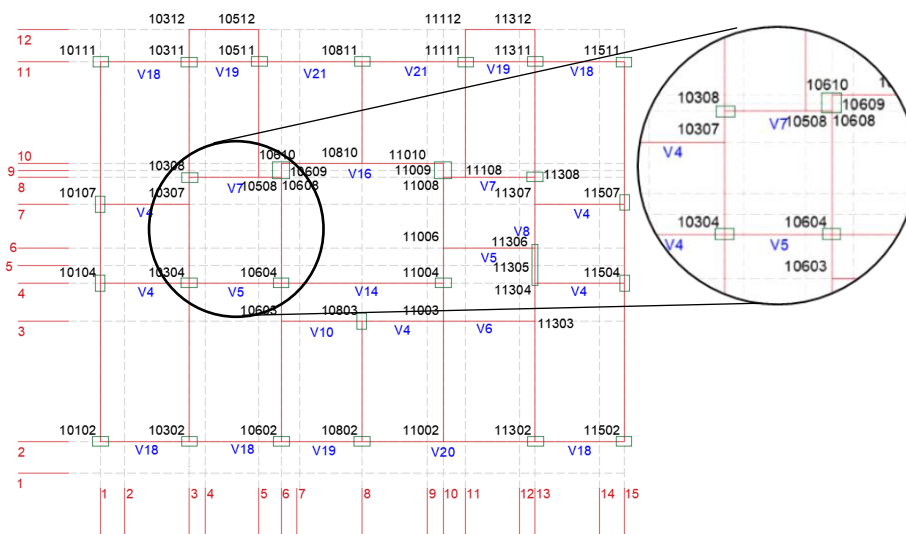


Figura 36 - Pormenorização da planta traçada no OpenSees com destaque no alinhamento das vigas

A pormenorização das plantas traçadas que define o modelo da estrutura nesta secção podem ser consultadas no Anexo C.

4.5.5. Fundações

As condições de apoio dos pilares no piso térreo têm impacto no desempenho sísmico da estrutura. Atendendo à descrição do tipo de solo e à falta de pormenorização das sapatas no projeto de estruturas, como simplificação, considerou-se a fundação dos pilares como um encastramento total. Para definir as fundações no modelo impediu-se o deslocamento e a rotação de todos os nós à cota do piso térreo com o comando *fix* no OpenSees. Note-se que esta hipótese é bastante conservativa e poderá ser de interesse considerar outros modelos de fundação em futuros estudos.

4.5.6. Lajes

As lajes são maciças de betão armado e têm 0,15m de espessura, assim sendo, apresentam uma capacidade de deformabilidade axial baixa, e conseqüentemente, podem ser modeladas como rígidas no seu plano. Deste modo, para modelar as lajes definiu-se um comportamento de diafragma rígido para todos os nós à mesma cota da laje com o comando *rigidDiaphragm* no OpenSees.

4.5.7. Elementos estruturais

Através da consulta do projeto de estruturas definiram-se em código as secções dos pilares e das vigas. Com o comando *section Fiber* no OpenSees é possível definir a geometria da secção das fibras dos elementos estruturais incluindo a localização dos varões da armadura longitudinal e o valor da rigidez torsional associado de acordo com a equação 12.

$$K = G * J \quad \text{eq.(12)}$$

sendo que:

- G – Módulo de distorção;
- J – Fator de torção para cada secção.

Foi utilizado o comando *element nonlinearBeamColumn* para modelar os pilares e as vigas como um elemento estrutural não-linear com o valor da rigidez torsional indicada na equação 12. A secção transversal destes elementos é representada por uma secção de fibras subdividida em várias fibras quadriláteras com unidades a definir pelo utilizador. Estas secções de fibra estão associadas aos materiais com as relações constitutivas do betão armado. Como referido na secção 4.5.2, para este estudo considera-se um betão armado não confinado nos elementos estruturais, pelo que, as secções dos pilares e vigas, em termos de linguagem do código, serão idênticas. Foi modelado no OpenSees o comportamento das fibras do betão e do aço, respetivamente, com o comando *Concrete04 material* e com o comando *Steel02 material*. Através da consulta do projeto de estrutura destaca-se a presença de dois pilares enviesados e um pilar com o comprimento bastante superior à largura como se pode observar na Figura 37 e, deste modo, a modelação destes pilares foi efetuada de forma diferente. Quanto aos pilares enviesados, a definição da geometria da secção em código é problemática uma vez que o OpenSees só reconhece secções ortogonais com os seus eixos de referência.

Quanto ao pilar comprido, a definição da geometria da secção é simples, contudo, este pilar destaca-se dos restantes pelo facto de as vigas transmitirem as cargas nas extremidades do pilar e não ser possível atribuir a secção a um só nó.

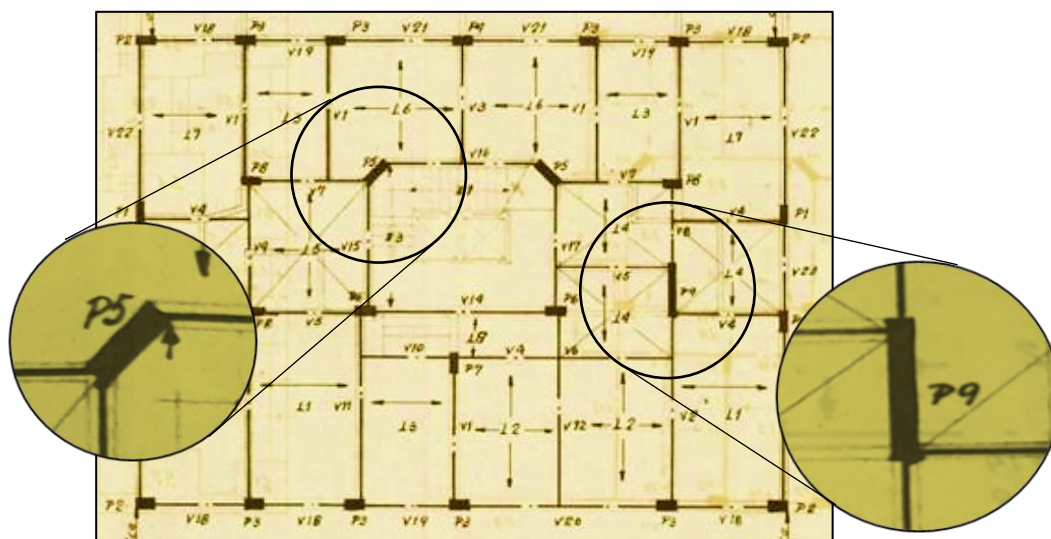


Figura 37 – Pormenorização da planta com destaque no pilar enviesado e no pilar comprido

O pilar enviesado tem 0,80m de comprimento e 0,20m de largura e através dos projetos de estruturas obteve-se uma inclinação de 45° e para o seu referencial calculou-se os momentos de inércias nas respetivas direções e área da armadura longitudinal. Como referido na secção 4.4, a secção dos pilares não muda de geometria em função da altura do edifício, apenas se observa uma redução de armadura. Para resolver este problema decidiu-se, como simplificação, modelar este pilar com uma secção geometricamente quadrada, sendo que para as mesmas inércias da secção original calculou-se a inércia equivalente para o pilar quadrado, com base no círculo de Mohr. Esta simplificação permite definir a secção do pilar de forma a ser válida no OpenSees mantendo o valor de inércia inicial. Na Figura 38 observa-se o referencial dos eixos de inércia da secção e os eixos de inércia que o OpenSees considera.

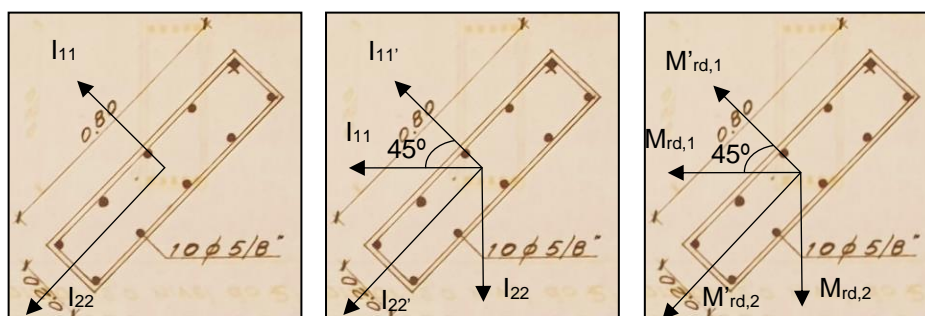


Figura 38 – Modelo de cálculo para as inércias e momentos do pilar enviesado

Através da equação 13 e da equação 14 calcularam-se as inércias do pilar original nas duas direções principais locais. Com a equação 15 calculam-se as inércias tendo em conta as direções principais globais do edifício e de seguida com a equação 16 obteve-se o lado da secção do pilar equivalente, respetivamente. Devido à simplificação adotada e ao facto de a secção equivalente ter lados iguais, as inércias destes pilares são iguais em ambas as direções.

$$I_{11} = \frac{h_{p5}^3 * b_{p5}}{12} = \frac{0.8^3 * 0.2}{12} = 0.00853 \text{ m}^4 \quad \text{eq.(13)}$$

$$I_{22} = \frac{b_{p5}^3 * h_{p5}}{12} = \frac{0.2^3 * 0.8}{12} = 0.00053 \text{ m}^4 \quad \text{eq.(14)}$$

$$I_{eq,1} = I_{eq,2} = \frac{I_{11} - I_{22}}{2} = \frac{0.00853 - 0.00053}{2} = 0.004 \text{ m}^4 \quad \text{eq.(15)}$$

$$I_{eq} = \frac{b_{eq}^4}{12} = 0.004 \text{ m}^4 \leftrightarrow b_{eq} = 0.47 \text{ m} \quad \text{eq.(16)}$$

sendo que:

- b_{p5} – Base da secção do pilar enviesado;
- h_{p5} – Altura da secção do pilar enviesado;
- $I_{eq,1} = I_{eq,2}$ – Inércia do pilar quadrado equivalente;
- b_{eq} – Lado da secção do pilar quadrado equivalente.

De seguida, com a secção do pilar equivalente definida, calcularam-se os momentos resistentes equivalentes do pilar, segundo os eixos apresentados na Figura 38.

Com a equação 17 e a equação 18 calcularam-se os valores dos momentos resistentes do pilar equivalente para definir as armaduras. Estes cálculos encontram-se no Anexo C dado que foram repetidos três vezes devido a três reduções de armadura longitudinal em altura.

$$M_{rd,1} = |M'_{rd,1} * \frac{\sqrt{2}}{2} + M'_{rd,2} * \frac{\sqrt{2}}{2}| \quad \text{eq.(17)}$$

$$M_{rd,2} = |M'_{rd,1} * \frac{\sqrt{2}}{2} - M'_{rd,2} * \frac{\sqrt{2}}{2}| \quad \text{eq.(18)}$$

sendo que:

- $M'_{rd,1}$ e $M'_{rd,2}$ – Momentos resistentes dos pilares enviesados.

A partir deste ponto, a metodologia de modelação dos pilares quadrados e a do pilar comprido foi idêntica, ou seja, recorreu-se ao comando *element elasticBeamColumn* para ligar os nós afastados das vigas, devido ao seu traçado irregular em planta e às respetivas dimensões.

Por outras palavras, definiu-se um elemento elástico com as mesmas propriedades do betão armado definidas anteriormente, no local de cada pilar, que liga as vigas fora do seu alinhamento. A meio-vão deste elemento elástico inseriu-se o elemento barra associado às secções de fibra dos pilares equivalentes e do pilar comprido.

4.5.8. Elementos não-estruturais

As paredes de alvenaria estão presentes em edifícios de betão armado como paredes exteriores ou interiores entre divisórias, sendo que são capazes de oferecer uma enorme rigidez no seu plano à estrutura (Faria, P. et al., 2015). As paredes de alvenaria não são consideradas elementos estruturais, contudo, além de contribuírem para o incremento do peso próprio da estrutura, se forem distribuídas regularmente em planta aumentam a rigidez lateral, e consequentemente, a resistência dos edifícios, favorecendo deste modo o desempenho sísmico da estrutura (Paulay, T. et al., 1992). Todavia, se a distribuição das paredes for irregular pode levar a um aumento de torção ou a um mecanismo de um piso vazado, acabando por reduzir a capacidade sísmica da estrutura (Paulay, T. et al., 1992).

As paredes de alvenaria foram modeladas através de duas escoras diagonais que simulam a compressão a que as paredes estão sujeitas durante a ação sísmica como se pode observar na Figura 39

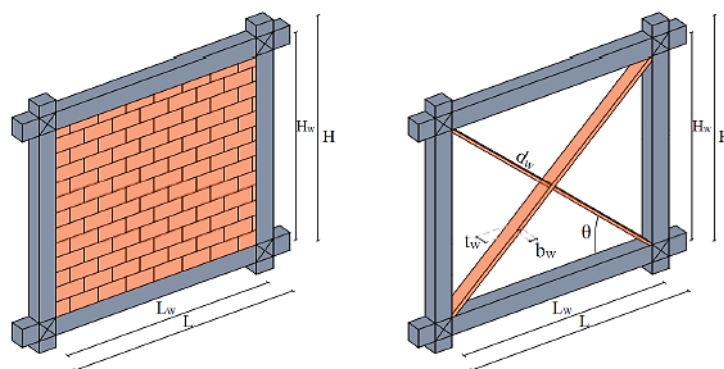


Figura 39 – Modelo das paredes de alvenaria através de duas escoras à compressão (Couto, R. et al., 2020)

O comportamento não-linear das paredes de alvenaria foi definido através da definição de uma relação quadrilinear de força-deslocamento, como representado na Figura 40, e inserido no OpenSees através do comando *uniaxialMaterial Hysteretic* (Panagiotakos, T. et al., 2001).

O primeiro troço corresponde ao comportamento elástico da parede de alvenaria até se atingir a primeira fenda e é definido pela respetiva rigidez elástica, K_{el} , e a força de corte de fendilhação, F_{cr} , de acordo com a equação 19 e a equação 20, respetivamente.

$$K_{el} = \frac{G_w * A_w}{H_{el}} \quad \text{eq.(19)}$$

$$F_{cr} = \tau_{cr} * A_w \quad \text{eq.(20)}$$

sendo que:

- G_w – Módulo de distorção das paredes de alvenaria, 1,24 GPa;
- A_w – Área da secção transversal da parede de alvenaria;
- H_{el} – Altura da parede de alvenaria;
- τ_{cr} – Tensão de corte de fendilhação da parede de alvenaria, 0,28 MPa.

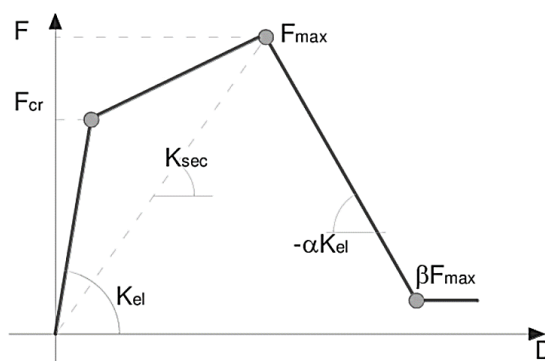


Figura 40 – Relação quadrilinear da força-deslocamento da parede de alvenaria (Panagiotakos, T. et al., 2001).

O segundo troço começa no ponto onde ocorre a primeira fenda na parede de alvenaria e termina no ponto de força máxima de acordo com a equação 21.

$$F_{max} = 1.3 * F_{cr} \quad \text{eq.(21)}$$

O deslocamento associado à força máxima da parede é obtido através do traçado de uma linha com inclinação igual ao valor da rigidez secante, K_{sec} , dado pela equação 22, na origem do gráfico até à força máxima.

$$K_{sec} = \frac{E_w * b_w * t_w}{\sqrt{L_w^2 + H_w^2}} * \cos^2 \theta \quad \text{eq.(22)}$$

$$b_w = 0.175 * (\lambda_w * H_w)^{-0.4} * d_w \quad \text{eq.(23)}$$

$$\lambda_w = \sqrt[4]{\frac{E_w * t_w * \sin(2\theta)}{4 * E_c * I_c * H_w}} \quad \text{eq.(24)}$$

sendo que:

- E_w – Módulo de elasticidade das paredes da alvenaria;
- E_c – Módulo de elasticidade do betão armado;
- I_c – Momento de inércia dos pilares que delimitam as paredes de alvenaria;
- b_w – Largura equivalente da escora diagonal;
- t_w – Espessura da escora diagonal;
- L_w – Comprimento teórico da parede de alvenaria;
- H_w – Altura teórica da parede de alvenaria;
- θ_w – Inclinação da escora diagonal.

As espessuras das escoras diagonais são obtidas diretamente pelo valor da espessura da parede de alvenaria, contudo a largura equivalente, b_w , e o coeficiente λ_w , são calculados para ter em conta as interações das paredes no seu plano. O terceiro troço corresponde à degradação da resistência da parede e começa no ponto de força máxima e termina na força residual. Como apresentado com a equação 25, a inclinação do terceiro troço corresponde à rigidez inicial multiplicada por um fator compreendido entre 0.005 e 0.1, dado que quanto maior o valor do fator maior será a fragilidade da parede (Panagiotakos, T. et al., 2001).

$$K_{deg} = -\alpha * K_{el} \quad \text{eq.(25)}$$

sendo que:

- α – Fator do comportamento da parede, neste estudo foi considerado igual a 0,05.

O quarto troço é dado pela equação 26. O troço é constante e corresponde à força residual, igual a 2% da força máxima, de forma conservativa.

$$F_{res} = 0,02 * F_{max} \quad \text{eq.(26)}$$

Para considerar o efeito da presença de aberturas nas paredes de alvenaria, isto é: a presença de janelas, de portas ou de acessos a varandas, estimou-se um fator de redução na resistência lateral das paredes, que no modelo da estrutura traduz-se num défice de desempenho sísmico. Este fator de redução foi estimado com uma aproximação simples, que determina o impacto na resistência de uma parede com aberturas, relacionando o comprimento da abertura com o comprimento total da parede de alvenaria. Quando o comprimento da abertura excede dois terços do comprimento da parede, a parede de alvenaria pode ser desprezada de acordo com a equação 27. A vantagem desta aproximação é o facto de não ser necessário distinguir o tipo de abertura entre janela e porta (NZSEE, 2006).

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5 * L_0}{L_w} \geq 0 \quad \text{eq.(27)}$$

Sendo que:

- L_0 – Comprimento da abertura da parede;
- L_w – Comprimento da parede de alvenaria.

A presença de algumas paredes interiores no modelo são insignificantes pelo facto de não contribuírem para o desempenho sísmico do edifício. Esta contribuição está diretamente relacionada com os pormenores construtivos possíveis de observar em planta, isto é: a presença de aberturas muito compridas, as reduzidas espessuras de 0,10m e 0,15m ou paredes que não se encontram delimitadas por pilares e vigas. Quanto às paredes exteriores, observa-se que têm espessuras de 0,25m e que são capazes de oferecer uma elevada resistência à estrutura. No entanto as paredes na direção longitudinal (fachadas) têm aberturas muito compridas em relação ao comprimento total, que corresponde aos acessos às varandas.

Desta forma, apenas foram modeladas algumas das paredes de alvenaria situadas na direção transversal do edifício e duas paredes de alvenaria situadas no interior (caixa de escada) como se pode observar na Figura 41.

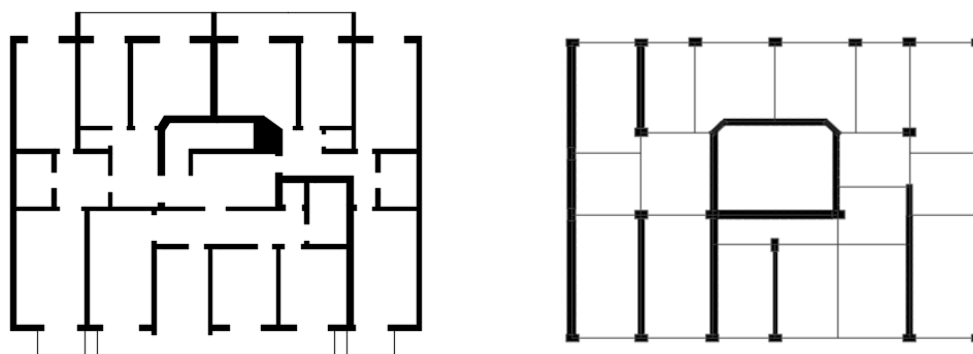


Figura 41 – Traçado da planta em AutoCAD do edifício tipo (à esquerda) e identificação das paredes de alvenaria que foram modeladas (à direita)

4.5.9. Definição das cargas gravíticas

O desempenho sísmico do modelo da estrutura depende das massas e das cargas a que está sujeito. A memória descritiva do edifício tipo não continha informação específica relativa ao peso próprio dos materiais empregues inclusive o tipo de ações, assim sendo, recorreu-se a tabelas técnicas Farinha, J. et al. (1992) e ao EC1 para estimar estes valores como apresentado na Tabela 26 (EC1-1, 2009).

Tabela 26 – Valores das ações para a definição da ação gravítica

Tipos de ações	Peso
Betão Armado	25 KN/m ³
Revestimento de cerâmica hidráulica	0,7 KN/m ²
Revestimento de madeira	0,2 KN/m ²
Paredes de alvenaria	1,9 KN/m ²
Sobrecarga	2 KN/m ²

De acordo com o EC8, a ação das cargas gravíticas foi determinada com a combinação da equação 28 (EC8-1, 2004).

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad \text{eq.(28)}$$

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.

4.5.10. Definição das massas

A definição de massas é um aspeto importante na caracterização do edifício, uma vez que influencia diretamente as frequências e conseqüentemente os modos de vibração do edifício.

Na modelação dos elementos estruturais não foram considerados os respetivos pesos próprios, sendo que a massa total do piso foi definida num ponto localizado no centro geométrico da laje, segundo as duas direções do plano. A massa de cada piso inclui a massa da laje, dos elementos estruturais associados e das paredes de alvenaria.

Além do valor da massa, foi definido no respetivo nó o valor do momento polar de inércia calculado pela equação 29.

$$I_p = M_i * \frac{L_{x,i}^2 + L_{y,i}^2}{12} \quad \text{eq.(29)}$$

sendo que:

- M_i – Massa do piso;
- $L_{x,i}$ – Dimensão longitudinal do piso (direção X);
- $L_{y,i}$ – Dimensão transversal do piso (direção Y).

Na Tabela 27 apresentam-se os pesos, as massas e as dimensões de cada piso nas duas direções e o valor dos momentos polares de inércia. Os valores das massas foram introduzidos no modelo com o comando *mass* no OpenSees.

Tabela 27 – Parâmetros para a definição da massa no OpenSees

Pisos	Peso [KN]	Massa [Ton]	L _x [m]	L _y [m]	I _p [ton.m ²]
Piso 1	2057	210	16,50	13,00	7719
Piso 2	2092	214	16,50	14,00	8332
Piso 3	2092	214	16,50	14,00	8332
Piso 4	2092	214	16,50	14,00	8332
Piso 5	2092	214	16,50	14,00	8332
Piso 6	2092	214	16,50	14,00	8332
Cobertura do piso de esteira	202	21	5,10	3,78	69

5. Caracterização dinâmica do edifício tipo e Calibração do modelo

5.1. Introdução

Neste capítulo será abordada a calibração do modelo numérico comparando as características dinâmicas fundamentais (modos de vibração e frequências) provenientes de uma análise dinâmica modal com as características dinâmicas experimentais de um ensaio *in situ* de vibração ambiental.

Todos os modelos foram desenvolvidos tendo em conta o caso em estudo selecionado e descrito no capítulo anterior, tendo sido necessário criar vários modelos de cálculo para posteriormente escolher o que melhor se adequa aos valores experimentais. Cada modo de vibração está relacionado com uma frequência ou período de vibração, sendo este último definido como o tempo necessário para uma oscilação completa na respetiva direção.

Pelo facto de a estrutura ser relativamente mais rígida numa direção do que na outra, a direção com menor valor de frequência irá corresponder à direção de menor rigidez, o que resulta no seu modo de vibração fundamental.

Note-se que em todos os modelos o valor do módulo de elasticidade do betão nos elementos estruturais foi reduzido em 50% para se ter em conta o fenómeno de fendilhação no betão, de acordo com os artigos 4.3.1(6) e 4.3.1(7) da Parte 1 do EC8, onde é recomendado a redução da rigidez dos elementos para metade da rigidez do material não fendilhado (EC8-1, 2004).

5.2. Ensaio *in situ* de caracterização dinâmica

Nesta secção será explorado o ensaio de vibração ambiental *in situ* que permite obter as características dinâmicas experimentais do edifício para posteriormente calibrar e validar o modelo computacional, sendo que se consideram vários modelos numéricos de forma a obter aquele que conduz a propriedades dinâmicas mais próximas dos valores experimentais.

O microtremor é um tipo de vibração da ordem de grandeza dos micrómetros originados por fenómenos naturais, como, por exemplo, as ações climatéricas e atmosféricas, ou por fenómenos artificiais, como, por exemplo, o tráfego pedonal e rodoviário (Okada, H. et al., 2003). Note-se que devido à sensibilidade dos instrumentos de ensaio é possível registar vibrações indesejáveis.

O ensaio realizado consistiu em colocar um acelerómetro no último piso e traçar a resposta do edifício ao longo do tempo num gráfico com os valores de acelerações para as duas direções principais no plano. Idealmente os instrumentos são colocados no centro e nos cantos do último piso porque é onde é expectável observar maiores valores de aceleração provenientes da vibração. Devido à situação pandémica não foi possível entrar nos apartamentos e não se realizou o ensaio no canto do piso, sendo apenas realizado o ensaio no centro como representado na Figura 42.

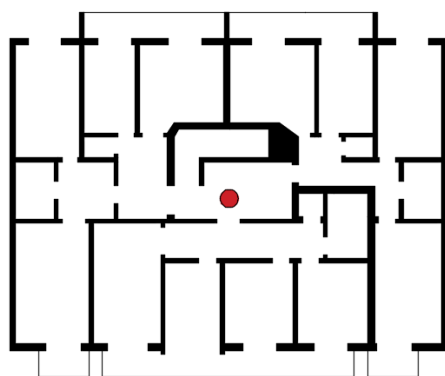


Figura 42 – Localização do ensaio na planta do edifício

Os locais de ensaio no centro e nos cantos do piso são importantes porque a combinação dos resultados permite obter os modos de vibração de translação dos de torção (Monteiro, M. et al. 2013). Não sendo possível, apenas serão identificados os modos de translação nas duas direções principais.

Para a realização do ensaio recorreu-se a um acelerómetro triaxial EQMet's TSA-SMA apresentado na Figura 43, que tem a capacidade de registar vibrações com frequências de 0,1Hz a 40Hz, mais do que o necessário para este caso de estudo.



Figura 43 – Acelerómetro triaxial utilizado no ensaio *in situ* (EQMet, 2014).

O ensaio foi executado três vezes ao longo de 10 minutos, sendo a leitura das acelerações obtida diretamente num gráfico de ondas com o *software* Tsoft (Van Camp, M. et al., 2005). É importante referir que a realização do ensaio foi problemática devido a fatores alheios, em particular: as características específicas da estrutura, a baixa vibração registada por fenómenos ambientais ao redor do edifício no dia do ensaio, as vibrações induzidas pelo elevador, entre outros.

Para a transformação de Fourier de forma eficiente e rápida, adotou-se o método *Fast Fourier Transform* – FFT, para o qual se selecionou um intervalo de valores tão constantes quanto possível dentro dos 10 minutos de registo, a fim de evitar quaisquer picos causados por vibrações indesejáveis, sendo que o método exige que o número total de valores selecionados seja uma potência de 2. A Figura 44 mostra a janela do programa com os registos das acelerações para cada direção. Os dados registados são importados em formato de tabela a fim de obter os valores num espectro de densidade de potência com a transformação de Fourier.

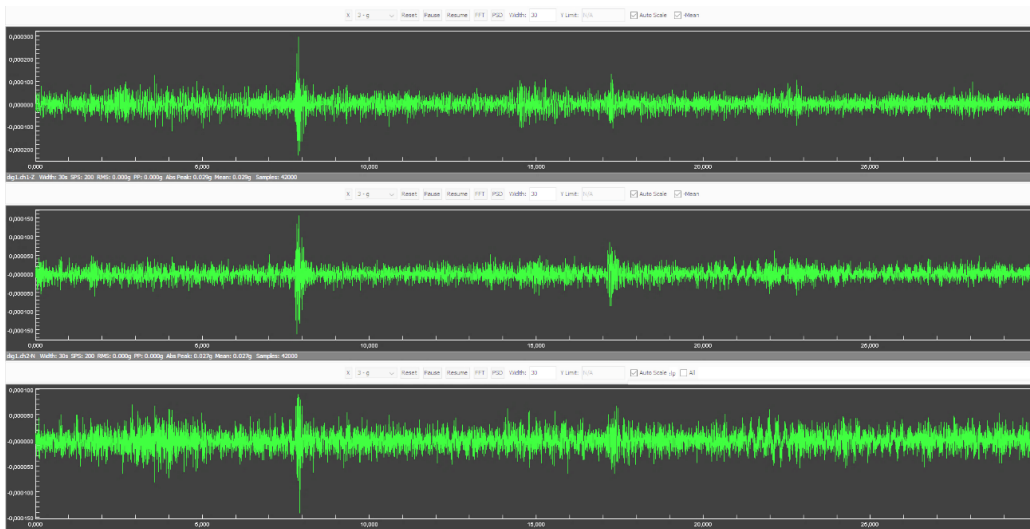


Figura 44 – Tela do programa do ensaio *in situ*, que registra três aceleração simultâneas correspondentes a cada direção

O valor das acelerações registradas é transformado em magnitudes de potência com o método FFT que devolve números complexos. A magnitude do espectro de potência é obtida multiplicando o valor real absoluto do número complexo por $2/N$, sendo N o número total de registros.

O espectro de Fourier consiste na representação gráfica da magnitude de potência em função das respectivas frequências. Com as ordenadas conhecidas do espectro de Fourier (magnitudes de potência), é possível definir as coordenadas da função, correspondentes à frequência com a equação 30.

$$f_n = \frac{n}{N * 0,005} \quad \text{eq.(30)}$$

sendo que:

- n – Número da coordenada da função;
- N – Número total de valores do intervalo selecionado igual a uma potência de 2;
- 0,005 – Intervalo de tempo entre cada registro do ensaio.

Note-se que as frequências próprias dos modos de vibração são identificadas sobrepondo os espectros dos três ensaios para cada direção na mesma escala.

Como se pode observar na Figura 45, o modo fundamental na direção longitudinal ocorre para uma frequência cerca de 3,60Hz que corresponde ao modo de vibração fundamental de translação longitudinal.

Na Figura 46 verifica-se que o modo de vibração fundamental na direção transversal ocorre para uma frequência cerca de 7,20Hz que corresponde ao modo de vibração fundamental de translação transversal.

Atendendo aos valores de frequência obtidos experimentalmente pode-se admitir que o edifício tem cerca do dobro da rigidez na direção Y do que na direção X, com a maioria dos pilares orientados segundo X e com a influência das paredes de alvenaria.

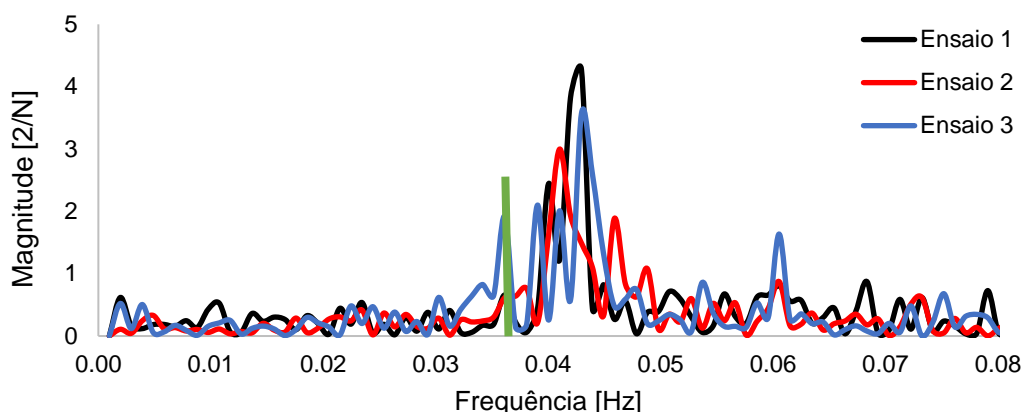


Figura 45 – Espectro do módulo da magnitude do ensaio na direção longitudinal

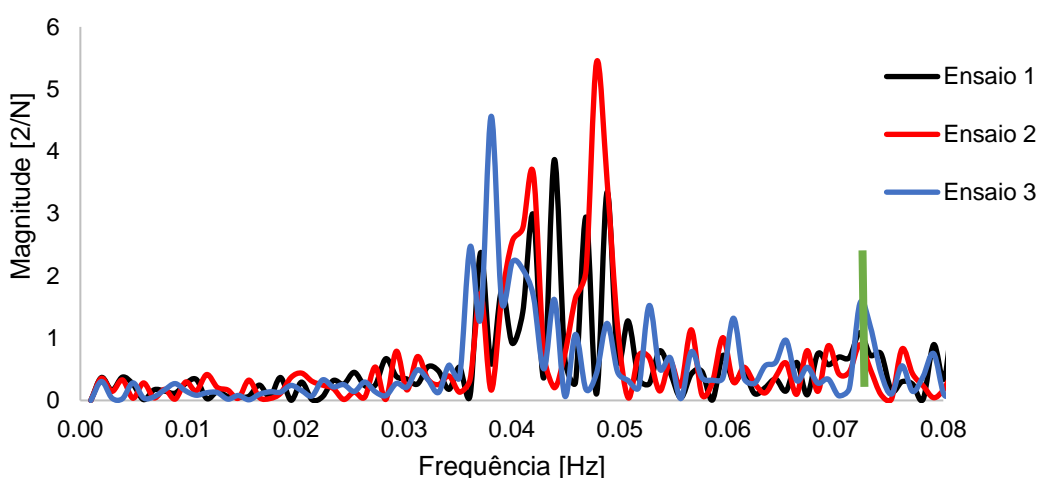


Figura 46 - Espectro do módulo da magnitude do ensaio na direção transversal

As frequências dos modos fundamentais obtidas nas duas direções no ensaio *in situ* estão apresentadas na Tabela 28, sendo que a direção longitudinal do edifício corresponde à direção X e a direção transversal corresponde à direção Y.

Tabela 28 – Valores das frequências experimentais obtidas através do ensaio *in situ*

Ensaio <i>in situ</i>			
Modos	Direção	Frequência [Hz]	Períodos [s]
1	Translação X	3,60	0,28
2	Translação Y	7,20	0,14

5.3. Análise dinâmica modal

Para os parâmetros da análise dinâmica modal dos modelos no OpenSees recorreu-se aos comandos: *eigen* e *recorder display* para obter as frequências e as deformadas dos modos de vibração da estrutura em planta, respetivamente.

5.3.1. Modelo do edifício tipo isolado

O primeiro modelo considerado foi o edifício tipo sem os edifícios vizinhos. Como referido na secção 4.5.8, espera-se que a presença de paredes de alvenaria aumente a rigidez da estrutura, apesar de não se considerarem todas no modelo.

Pelo facto de que a maioria das paredes no modelo estão alinhadas transversalmente em planta prevê-se que os modos de vibração na direção Y sofram alterações. Na Tabela 29 estão apresentados os seis modos de vibração mais significativos para o modelo do edifício isolado, sem e com paredes.

Tabela 29 – Valores das frequências e períodos obtidos para o modelo isolado através do OpenSees

Modelo isolado sem paredes				Modelo isolado com paredes			
Modos	Direção	Frequência [Hz]	Período [s]	Modos	Direção	Frequência [Hz]	Período [s]
1	Translação Y	1,12	0,89	1	Translação X	2,36	0,42
2	Translação X	1,31	0,76	2	Translação Y	4,32	0,23
3	Torção	1,62	0,62	3	Torção	5,14	0,19
4	Translação Y	3,37	0,30	4	Translação X	7,70	0,13
5	Translação X	3,91	0,26	5	Translação Y	14,70	0,07
6	Torção	4,84	0,21	6	Translação Y	15,22	0,07

Com análise da Tabela 29, verifica-se que os dois modelos do edifício têm os modos de vibração em sequência, isto é, os três primeiros modos de vibração correspondem aos modos de vibração fundamentais de cada direção no plano e ao modo de torção.

O primeiro modo de vibração do modelo isolado sem paredes tem uma frequência de 1,12Hz e corresponde à translação na direção transversal do edifício, o segundo modo de vibração corresponde à translação na direção longitudinal com uma frequência de 1,31Hz e o terceiro modo de vibração corresponde ao modo de torção com uma frequência de 1,62Hz. Como esperado o primeiro modo de vibração corresponde à translação na direção transversal porque o modelo tem a maioria dos pilares, os únicos elementos estruturais verticais, com a maior dimensão da secção na direção longitudinal conduzindo a uma maior rigidez do edifício na direção X.

Na Figura 47 estão representadas as deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo do edifício isolado sem as paredes de alvenaria.

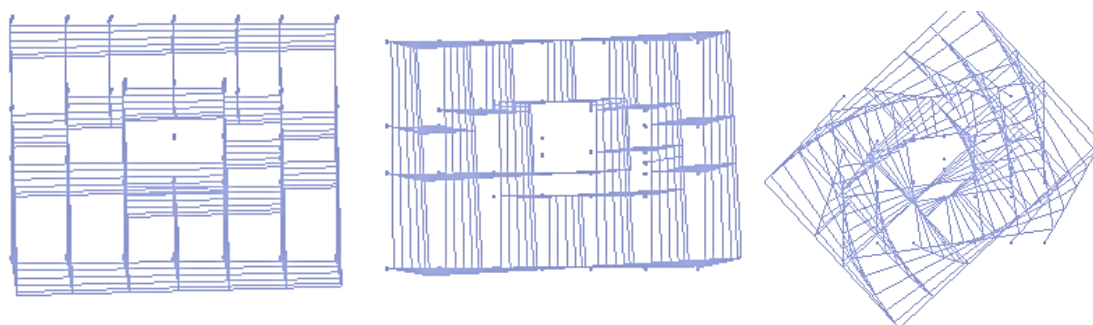


Figura 47 – Deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo isolado sem as paredes

Como se pode observar na Tabela 29, o primeiro modo de vibração do modelo isolado com paredes é na direção longitudinal com uma frequência de 2,36Hz, o segundo modo de vibração é na direção transversal com uma frequência de 4,32Hz e o terceiro modo de vibração corresponde à torção com uma frequência de 5,14Hz. Quanto às direções dos modos de vibração comparativamente ao modelo sem paredes, verifica-se que os dois primeiros modos de vibração

trocam de ordem porque a presença das paredes de alvenaria, maioritariamente segundo Y, aumenta significativamente a rigidez do edifício na direção transversal.

Na Figura 48 está representada as deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo do edifício isolado com as paredes de alvenaria.

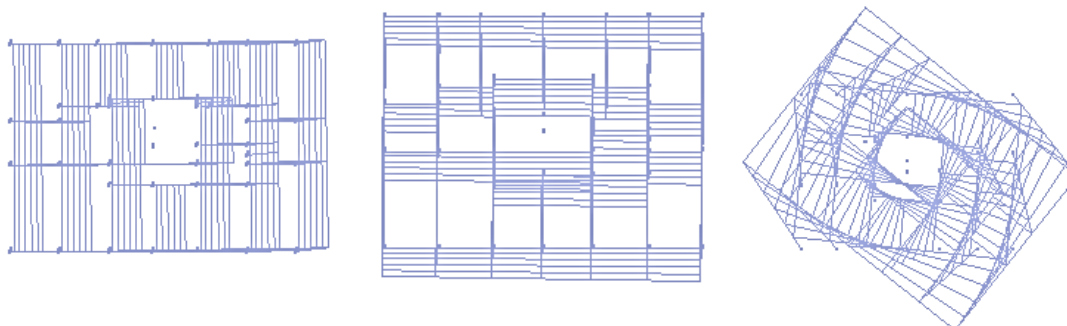


Figura 48 – Deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo isolado com as paredes

De um modo geral, verifica-se um aumento significativo de todos os valores de frequência do modelo sem paredes para o modelo com paredes. Em suma, a presença das paredes de alvenaria é benéfica para a estrutura, pelo menos enquanto a estrutura apresentar um comportamento em regime linear, porque se traduz num aumento significativo da rigidez geral do edifício e, conseqüentemente, uma redução da deformação do edifício para ações horizontais.

A modelação das paredes de alvenaria conduziu a um aumento considerável das frequências aproximando-as, mas não o suficiente, dos valores obtidos experimentalmente.

5.3.2. Modelo do edifício tipo inserido no quarteirão

O segundo cenário considerado foi a existência de edifícios adjacentes ao edifício tipo formando um quarteirão. Em termos de comandos utilizados no OpenSees, a diferença do modelo do edifício isolado do edifício inserido no quarteirão é a simulação do contacto entre os edifícios vizinhos.

A primeira abordagem adotada foi a modelação da existência de edifícios vizinhos através da colocação de molas segundo a direção longitudinal no contorno das paredes confinantes. Todavia, esta abordagem foi problemática devido à complexidade de modelação de molas e a problemas de convergência dos resultados no OpenSees.

Como simplificação abandonou-se a modelação de molas e modelaram-se os edifícios adjacentes de forma a simular a sua influência no caso de estudo. Por outras palavras, modelou-se um edifício igual ao edifício tipo, no lado esquerdo, e um edifício apenas com três pisos, no lado direito, de forma a simular ao máximo as circunstâncias reais, como se pode verificar na Figura 49. O contacto dos edifícios foi modelado através da ligação dos nós comuns, isto é, nos nós que fazem parte das empenas comuns entre os três edifícios foi introduzido uma ligação rígida.

Para este caso destaca-se o facto de o modelo numérico do edifício enquadrado no quarteirão sem paredes de alvenaria ter mais elementos estruturais dispostos na direção X. Na realidade, os três edifícios como um todo são muito maiores na direção longitudinal do que na transversal e os três edifícios têm pilares iguais, logo é de se esperar maior rigidez nesta direção.

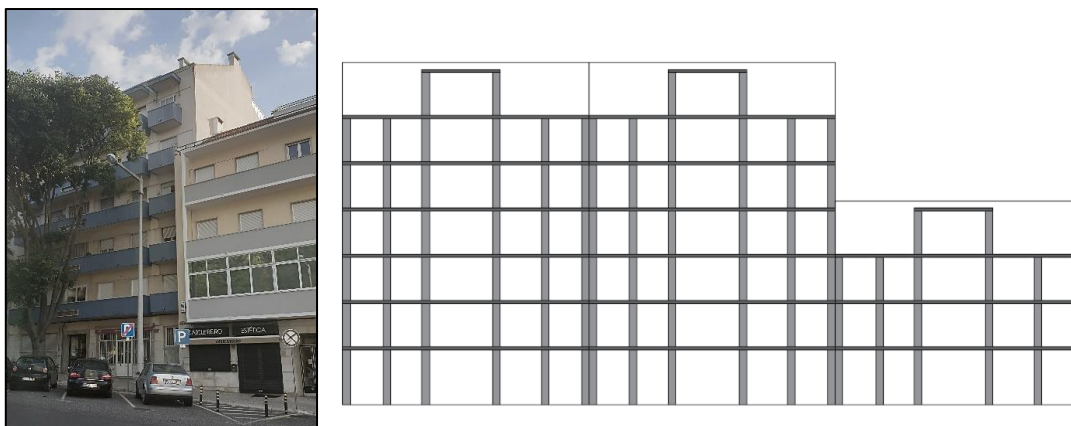


Figura 49 – Representação do cenário real do edifício tipo para o modelo no OpenSees

Na Tabela 30 apresentam-se os seis modos de vibração mais significativos do modelo do edifício tipo no quarteirão. Como se pode verificar, o modelo do edifício no quarteirão tem os dois primeiros modos de vibração fundamentais iguais ao modelo do edifício isolado, sendo também possível observar a troca entre os modos de vibração de translação devido à presença das paredes. Contudo, ao contrário do que acontece com os modelos isolados, os três primeiros modos de vibração só correspondem aos modos de vibração fundamentais de cada tipo, no modelo do edifício no quarteirão sem paredes. Este fenómeno é justificado pelo facto de a presença das paredes oferecer ao quarteirão maior rigidez na direção transversal, além disso como é muito maior longitudinalmente, acaba por contribuir no aumento da rigidez de torção.

Tabela 30 – Valores das frequências e períodos para o modelo no quarteirão através do OpenSees

Modelo no quarteirão sem paredes				Modelo no quarteirão com paredes			
Modos	Direção	Frequência [Hz]	Período [s]	Modos	Direção	Frequência [Hz]	Período [s]
1	Translação Y	1,67	0,60	1	Translação X	3,78	0,26
2	Translação X	2,14	0,47	2	Translação Y	6,15	0,16
3	Torção	4,03	0,25	3	Translação X	11,78	0,08
4	Torção	5,17	0,19	4	Torção	15,40	0,06
5	Translação X	5,89	0,17	5	Translação Y	21,34	0,05
6	Translação Y	7,27	0,14	6	Translação X	22,46	0,04

Como se pode observar na Tabela 30, o primeiro modo de vibração do modelo sem paredes é de translação transversal com uma frequência de 1,67Hz, o segundo modo de vibração corresponde à translação na direção longitudinal com uma frequência de 2,14Hz e o terceiro modo de vibração corresponde ao modo de torção com uma frequência de 4,03Hz.

Na Figura 50 estão representadas as deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo do edifício tipo inserido no quarteirão sem as paredes de alvenaria.

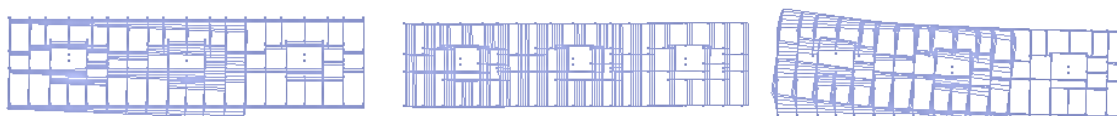


Figura 50 - Deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo no quarteirão sem as paredes

Ainda na Tabela 30, verifica-se que o primeiro modo de vibração do modelo com parede corresponde à translação longitudinal com uma frequência de 3,78Hz, o segundo modo de vibração é de translação transversal com 6,15Hz, pela primeira vez em todos os modelos, o terceiro modo de vibração não é um modo de vibração fundamental, correspondendo ao segundo modo de translação na direção X com uma frequência de 11,78Hz. Por fim, o quarto modo de vibração é o modo fundamental de torção com uma frequência de 15,40Hz.

Na Figura 51 estão representadas as deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo do edifício tipo inserido no quarteirão com as paredes de alvenaria.

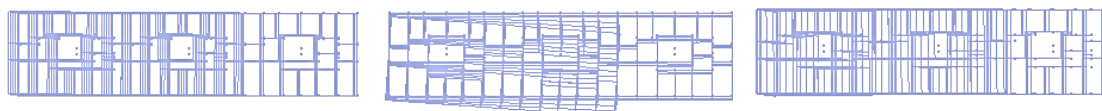


Figura 51 – Deformadas dos três primeiros modos de vibração do modelo no quarteirão sem as paredes

Em suma, a presença dos edifícios adjacentes no modelo restringe o deslocamento na direção X e oferece maior rigidez ao edifício tipo, devido ao facto de ter mais elementos estruturais verticais alinhados nesta direção como um conjunto com os outros edifícios e de um modo geral, todas as frequências tendem a aumentar pelo de facto o edifício tipo estar confinado entre os edifícios vizinhos.

Na Tabela 31 apresentam-se as frequências fundamentais de translação obtidas no modelo do edifício inserido no quarteirão com a presença das paredes de alvenaria, as frequências dos modos fundamentais do ensaio *in situ* e os valores de erro associados.

Conclui-se que o modelo mais adequado para a análise do desempenho sísmico é o modelo do edifício inserido no quarteirão com as paredes de alvenaria (situação real), visto que é capaz de reproduzir os modos de vibração e o comportamento do edifício tipo com uma margem de erro aceitável.

Tabela 31 – Comparação entre as frequências experimentais e as frequências do modelo no quarteirão com paredes

Modos	Direção	Frequências experimentais [Hz]	Frequência do modelo [Hz]	Erro [%]
1	Translação X	3,60	3,78	5
2	Translação Y	7,20	6,15	15

6. Avaliação e reforço sísmico do caso em estudo

6.1. Avaliação sísmica – Análise estática não-linear

6.1.1. Definição da ação sísmica

Na Tabela 32, como referido na secção 2.5, apresenta-se a síntese dos valores obtidos na definição da ação sísmica de acordo com a Parte 1 e a Parte 3 do EC8 que permitem definir o espectro de resposta elástico de aceleração (NP EN1998-1, 2010; NP EN1998-3, 2017).

Com a consulta dos projetos de arquitetura verifica-se que a planta não é totalmente simétrica em nenhuma das direções, todavia, como simplificação, optou-se por não considerar a combinação das componentes da ação sísmica. Esta simplificação baseia-se na hipótese de que é expectável que as forças de inércia em cada direção resultem essencialmente do carregamento segundo direção respetiva (NP EN1998-1, 2010).

O valor de redução do período de retorno igual a 308 anos é multiplicado pelo valor da aceleração máxima de referência, a_{gr} , por um coeficiente que varia em função do estado limite e do tipo de ação sísmica considerados, sendo que para o Estado Limite de Danos Severos, este fator corresponde a 0,75 e 0,84 para a ação sísmica do Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente (NP EN1998-3, 2017).

Tabela 32 – Parâmetros para a definição da ação sísmica

Parâmetros	Tipo 1	Tipo 2
Zona Sísmica	1,3	2,3
Tipo de terreno	Solo tipo B	
Classe de importância	Classe II	
η	1,00	1,00
a_{gr} [m/s ²]	1,50	1,70
γ_1 - 470 Anos	1,00	1,00
γ_1 - 308 Anos	0,75	0,84
a_g - 450 Anos [m/s ²]	1,50	1,70
a_g - 308 Anos [m/s ²]	1,13	1,43
S [m/s ²]	1,35	1,35
T_B [s]	0,10	0,10
T_C [s]	0,60	0,25
T_D [s]	2,00	2,00

De forma a identificar o tipo de sismo mais condicionante representam-se os períodos fundamentais da estrutura e dois espectros de resposta elástico em função do período de vibração e o tipo de sismo na Figura 52.

Relembra-se que os dois primeiros modos de vibração são os modos fundamentais das respetivas direções, ou seja, o primeiro modo de vibração é de translação na direção X com uma frequência de 3,78 Hz o que corresponde a um período de 0,26s, e o segundo modo de vibração é de translação na direção Y com uma frequência de 6,15Hz, o que corresponde a um período de 0,16s.

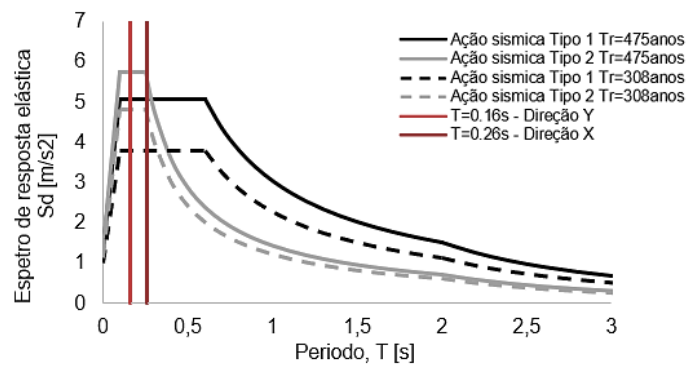


Figura 52 – Espectro de resposta elástica em função da ação sísmica

Através da Figura 52 pode-se considerar que o sismo Tipo 2 é o mais condicionante para o regime linear da estrutura na direção Y. Note-se que o regime não-linear da estrutura no espectro está associado a uma diminuição de rigidez e, conseqüentemente, a uma diminuição de frequência, levando a que os valores dos períodos tendem a deslocar-se para a direita, tornando certamente a ação sísmica do Tipo 1 a mais condicionante.

Em suma, é possível ponderar que o sismo Tipo 1 seja o condicionante, contudo na secção 6.1.4 será determinado o deslocamento-alvo definindo com exatidão o tipo de sismo mais condicionante.

6.1.2. Curvas de capacidade

De acordo com o procedimento descrito na secção 2.6, o edifício tipo não cumpre todos os critérios de regularidade, sendo por isso sujeito a uma análise *pushover* tridimensional de dois tipos de distribuições verticais de cargas laterais independentes: uma distribuição uniforme e uma distribuição modal (NP EN1998-1, 2010). A distribuição uniforme tem como base as forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura considerada e a distribuição modal é proporcional às forças laterais correspondentes às forças dos modos de vibração de translação nas respetivas direções.

Note-se que a planta do edifício, como verificado no capítulo 4, não é totalmente simétrica em relação à disposição dos elementos estruturais e não-estruturais nas duas direções, ou seja, independentemente da direção considerada, o edifício é assimétrico segundo o eixo perpendicular da ação sísmica; deste modo, as distribuições verticais das cargas laterais deverão ser aplicadas segundo o sentido positivo e negativo, em cada direção. A avaliação sísmica da estrutura terá como base o edifício tipo inserido no quarteirão porque é o modelo que mais se aproxima dos resultados das características dinâmicas do ensaio (permitindo considerar as circunstâncias reais do edifício).

Neste contexto o modelo numérico foi sujeito a dois tipos de carregamentos nas duas direções com ambos os sentidos e a partir da metodologia descrita na secção 2.6, obtiveram-se as curvas de capacidade para o modelo do edifício inserido no quarteirão (sem e com paredes de alvenaria para estudar a influência da sua modelação). No OpenSees aplicaram-se os carregamentos em cada nó do centro de massa com a função *load* e definiram-se os parâmetros da análise *pushover*, isto é, o nó de controlo, a direção da análise e o valor do incremento em cada iteração

com a função *integrator DisplacementControl*. Relativamente ao deslocamento do topo do edifício, dado que o último piso é recuado e parcial considera-se o nó de controlo no centro de massa do penúltimo piso. O valor da força de corte e o deslocamento do nó de controlo a que está associado foram registados automaticamente em formato de tabela com a função *recorder Node* e a extrapolação destes resultados permite obter a curva de capacidade do edifício.

Nas curvas de capacidade apresentadas da Figura 53, como descrito na secção 2.6, é possível verificar o fenómeno da perda de resistência da estrutura após o colapso total das paredes de alvenaria depois de se atingir a força de corte basal máxima (i.e., as curvas de capacidade tendem a sobrepor-se porque apenas o pórtico de betão armado resiste ao carregamento lateral). Este fenómeno é mais perceptível nas curvas correspondentes à direção transversal porque se modelaram mais paredes na direção Y do que na direção X. Além disso, verifica-se que na direção Y os valores da força de corte basal são superiores aos valores da direção X; isto deve-se ao facto de a estrutura ser bastante mais rígida e resistente transversalmente do que longitudinalmente.

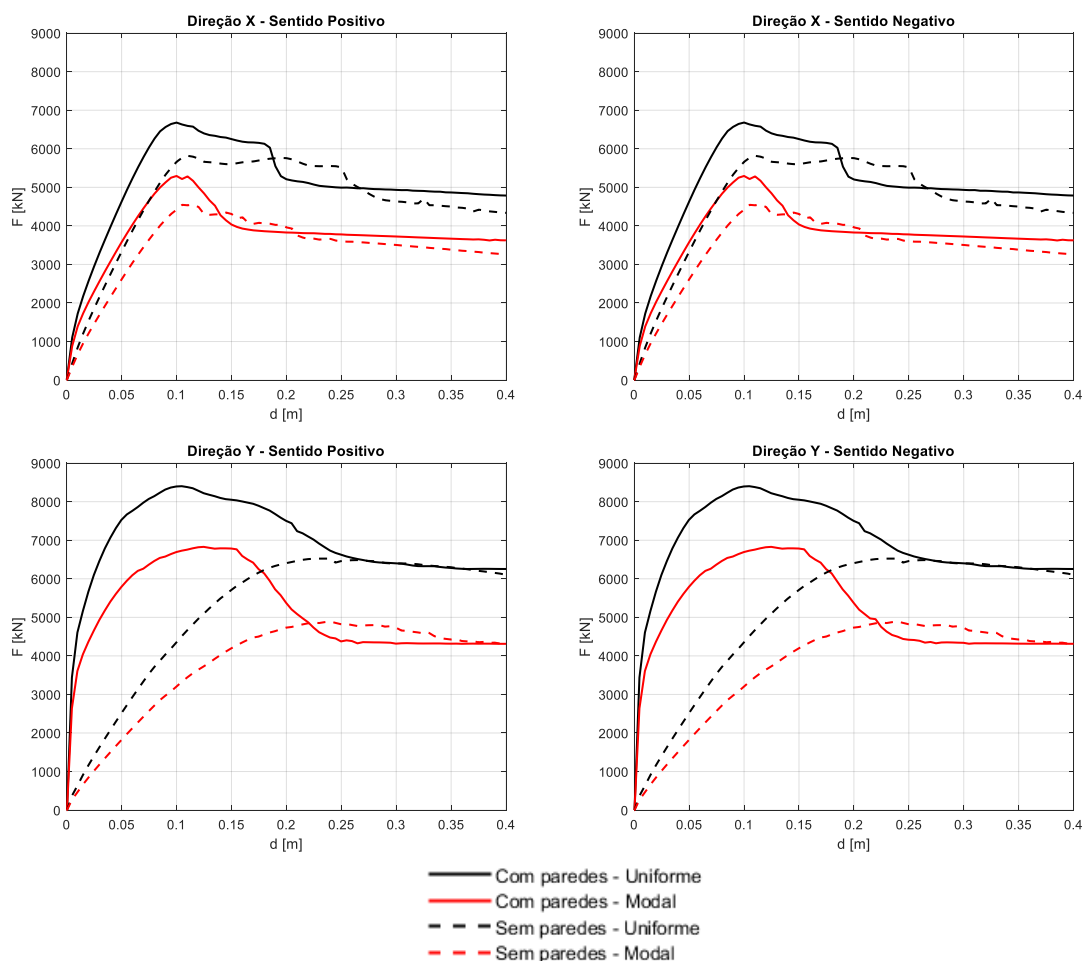


Figura 53 – Curvas de capacidade para o modelo com e sem paredes sujeito aos dois tipos de carregamento lateral em função do sentido e da direção

O tipo de carregamento condicionante é o carregamento que está associado a menores valores de força de corte basal em relação ao mesmo deslocamento e/ou menores valores de deslocamentos últimos. Como esperado o carregamento uniforme leva a valores mais elevados

de força basal, sendo à partida o carregamento modal o mais condicionante (falta ainda analisar os valores dos deslocamentos últimos para as diferentes situações).

Em relação à presença das paredes de alvenaria, conclui-se que a sua presença aumenta substancialmente a resistência e a rigidez inicial da estrutura, o que contribui para o seu desempenho sísmico. Na direção X, relativamente à curva do modelo com paredes, verifica-se um período de comportamento elástico maior do que o da cedência porque apenas se modelaram as paredes da caixa de escada, sendo que a sua contribuição corresponde a um acréscimo no maior valor de força de corte basal de 1000KN. Na direção Y, relativamente à curva do modelo com paredes, verifica-se um período de regime elástico muito curto, atingido o máximo da força de corte basal cerca de 2000KN superior ao máximo da força de corte basal do modelo sem paredes.

Em relação aos diferentes sentidos dos carregamentos (positivo e negativo), não se destacaram diferenças significativas nas curvas de capacidade. De facto, apesar da simplificação adotada anteriormente, a planta da estrutura não é suficientemente assimétrica para se registarem diferenças no comportamento da estrutura em função do sentido da análise. Assim, as curvas de capacidade apresentadas nas próximas secções correspondem ao sentido positivo de cada carregamento.

6.1.3. Distribuição de danos dos elementos dúcteis e frágeis

Nos projetos de estruturas do edifício pode-se observar uma pormenorização ineficiente das armaduras transversais nos elementos estruturais, nomeadamente nos pilares. A reduzida taxa de armadura transversal e o espaçamento constante ao longo dos pilares são defeitos que podem levar a ruturas frágeis por esforço transversal antes de se atingir a carga de colapso, que está associada à rutura dúctil por flexão (NP EN1998-3, 2017).

Através da Parte 3-3.3.1 do EC8 admite-se um nível de conhecimento normal em função da geometria dos elementos estruturais, as disposições construtivas e dos materiais, sendo por isso adotado um coeficiente de confiança igual a 1,20 (NP EN1998-3, 2017).

Os modelos do edifício sem e com paredes de alvenaria foram sujeitos à verificação de segurança para os valores dos esforços com o carregamento atuante retirados diretamente do OpenSees enquanto os valores da capacidade resistentes à rutura foram calculados de acordo com as equações apresentadas nas secções 2.5.1 e 2.5.2.

Relembrando que todos os elementos estruturais foram sujeitas à verificação de segurança do Estado Limite de Danos Severos e à mesma avaliação de distribuição de danos, é de referir que as vigas cumprem a verificação de segurança ao contrário dos pilares, assim, a partir deste ponto considera-se apenas os pilares como elementos estruturais condicionantes. No Anexo D apresentam-se os resultados da verificação de segurança e a distribuição de danos das vigas (para o esforço transversal e o momento fletor).

Na Figura 54 traçaram-se as curvas de capacidade e os deslocamentos associados à primeira rutura dúctil e frágil nos pilares, em função do modelo e do carregamento lateral, sendo que o deslocamento último do edifício corresponde ao momento em que o primeiro elemento vertical atinge um mecanismo frágil ou dúctil.

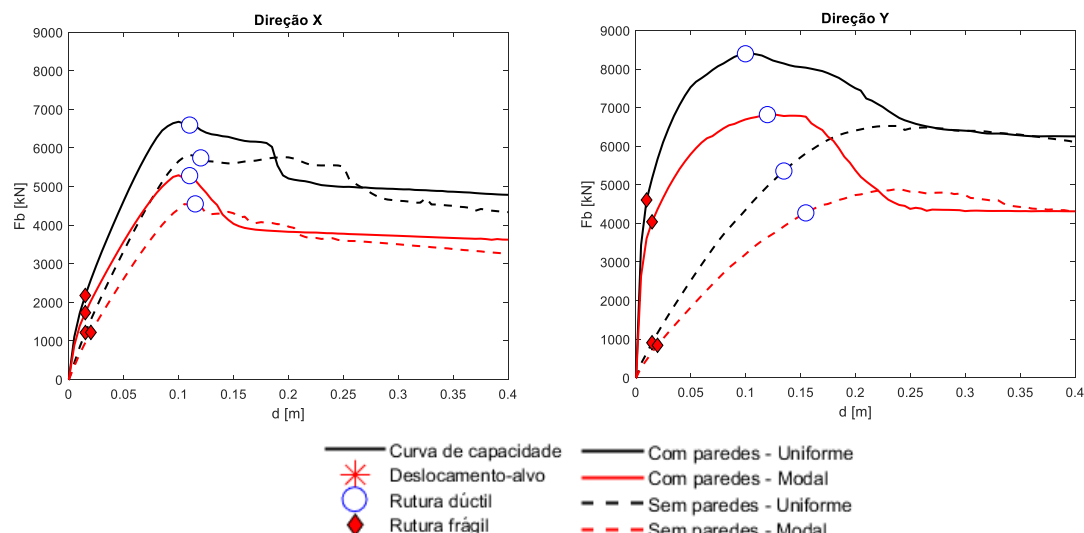


Figura 54 – Curvas de capacidade para os modelos com e sem paredes incluindo os pontos associados aos deslocamentos das ruturas

Pode-se verificar que para ambos os carregamentos laterais, o deslocamento correspondente à rutura do primeiro elemento vertical, quer por corte ou flexão, acontece sensivelmente para o mesmo nível de deslocamento. Nas Tabelas 33 e 34 apresentam-se os valores dos deslocamentos correspondentes à rutura do primeiro pilar por corte, d_f , ou por flexão, d_d .

Tabela 33 – Valores de deslocamentos de cada rutura na direção X para os dois tipos de modelo

	Carregamento Uniforme		Carregamento Modal	
	Sem paredes	Com paredes	Sem paredes	Com paredes
Rutura Frágil d_f [m]	0,015	0,015	0,020	0,015
Rutura Dúctil d_d [m]	0,120	0,110	0,115	0,110

Tabela 34 – Valores de deslocamentos de cada rutura na direção Y para os dois tipos de modelo

	Carregamento Uniforme		Carregamento Modal	
	Sem paredes	Com paredes	Sem paredes	Com paredes
Rutura Frágil d_f [m]	0,015	0,010	0,020	0,015
Rutura Dúctil d_d [m]	0,135	0,100	0,155	0,120

Como referido anteriormente o carregamento condicionante poderá ser admitido como o carregamento que leva a menores deslocamentos últimos, contudo ainda não é possível confirmar este resultado com os valores apresentados nas Tabelas 33 e 34 (sendo então confirmado na secção seguinte).

Relativamente ao tipo de rutura, verifica-se que os pilares têm maior capacidade resistente à flexão do que ao corte; de facto, devido à reduzida taxa de armadura transversal, estes elementos estruturais estão condicionados pela reduzida capacidade resistente ao esforço transversal, sendo que a primeira rutura é frágil.

Através dos resultados obtidos e da análise *pushover* da secção anterior, nas verificações seguintes consideram-se apenas as curvas de capacidade realizadas com o carregamento modal no sentido positivo. Na Figura 55 apresenta-se o traçado em planta do edifício e a numeração dos pilares de forma a facilitar a sua identificação.

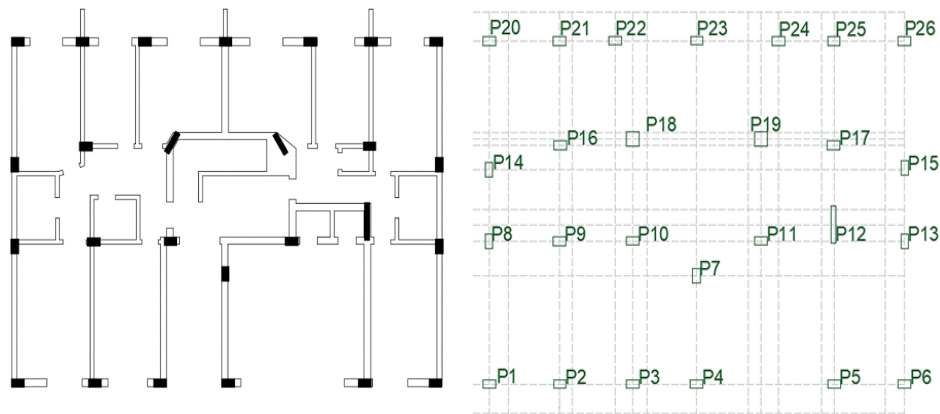


Figura 55 – Traçado da planta do edifício em AutoCAD (à esquerda) e a respetiva numeração dos pilares (à direita)

Nas Figuras 56 e 57 apresentam-se graficamente os valores de rácio para a verificação de segurança ao Estado Limite de Danos Severos dos pilares, no instante em que pelo menos um dos elementos atinge a primeira rutura dúctil ou frágil. Os valores de esforço transverso e de rotação foram obtidos através das curvas de capacidade na direção longitudinal, uma vez que corresponde à direção onde se observam maiores valores de rácio, comparativamente com a direção transversal. O traçado encarnado corresponde aos valores de $\theta/0,75\theta_{um}$ para $d_d = 0,11m$ e o traçado preto corresponde aos valores de V_{Ed}/V_{Rd} para $d_f = 0.015m$.

Através dos resultados da análise *pushover* e a distribuição de danos é possível concluir que o edifício tipo está condicionado pelo comportamento frágil dos seus elementos estruturais verticais, nomeadamente o colapso de um conjunto de pilares no primeiro piso, sendo que, verifica-se que os pilares orientados na direção Y não apresentam problemas de resistência ao corte ao contrário dos pilares na direção X (que estão perto do colapso frágil ou já colapsaram). Para além disso, o piso 3 é a zona mais condicionante da estrutura, quando atinge a primeira rutura dúctil. Deste modo, considera-se que o deslocamento último da estrutura corresponde ao deslocamento frágil. Note-se que nas Figuras 56 e 57 também se representa o rácio unitário que corresponde ao limite de verificação de segurança e o valor de rácio igual 0,9 que corresponde ao limite em que os pilares estão próximos da sua capacidade máxima.

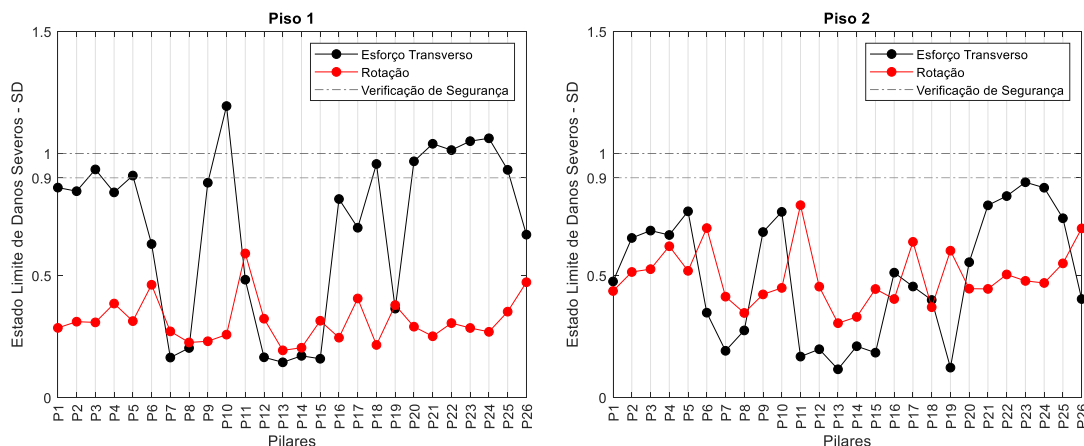


Figura 56 – Distribuição de danos nos pilares (1/2)

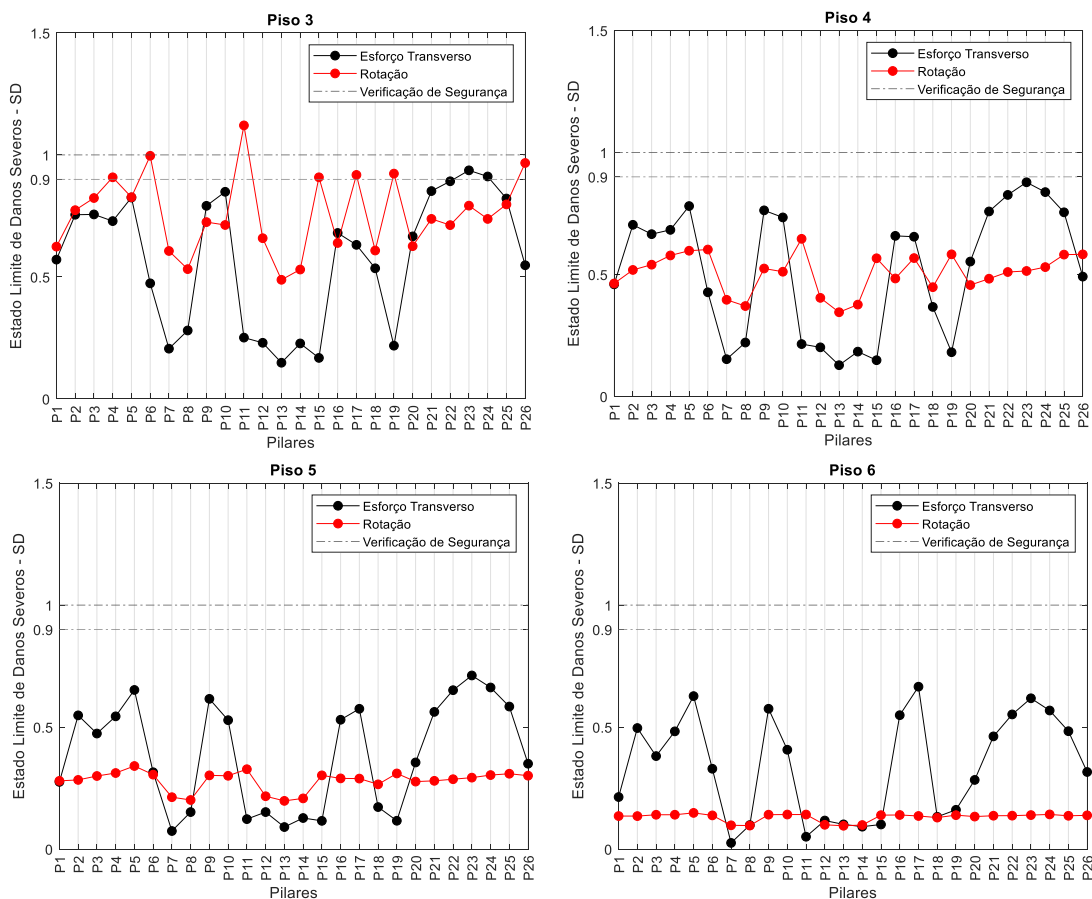


Figura 57 – Distribuição de danos nos pilares (2/2)

6.1.4. Método N2

Para a aplicação do método N2 será necessário determinar a curva de capacidade correspondente a um sistema equivalente de um só grau de liberdade. Note-se que para a metodologia do método N2 descrita no anexo B da parte 1 do EC8, recorreu-se à ação sísmica como descrita na secção 6.1.1 e às curvas de capacidade representadas na Figura 54 da secção 6.1.3 (NP EN1998-1, 2010).

O coeficiente de transformação permite converter as curvas de capacidade da estrutura em curvas de capacidade de um sistema equivalente de um só grau de liberdade, dado que depende exclusivamente dos modos de vibração da estrutura. Na Tabela 35 apresentam-se os valores dos coeficientes de transformação para o modelo sem e com paredes, respetivamente.

Tabela 35 – Valores dos coeficientes de transformação			
Modelo sem paredes	Modelo com paredes		
Direção X - Γ_x	1,706	Direção X - Γ_x	1,659
Direção Y - Γ_y	1,292	Direção Y - Γ_y	1,786

A aproximação da curva de capacidade do sistema equivalente de um só grau de liberdade com uma curva bilinear com a mesma área permite determinar o período elástico da estrutura equivalente de um só grau equivalente, T^* .

O primeiro ponto de interesse da curva bilinear corresponde ao deslocamento que marca a transição do comportamento linear para não-linear, d_y^* , e a força de corte basal necessária para a formação do primeiro mecanismo plástico, F_y^* .

Nas Tabelas 36 e 37 apresentam-se os valores necessários para o cálculo do período de um sistema equivalente de um só grau para o carregamento uniforme e modal, respetivamente. Os parâmetros de cálculo permitem também obter, de acordo com a equação 31, o nível de ductilidade da estrutura, μ .

$$\mu = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y} = \frac{d_m^*}{d_y^*} \quad \text{eq.(31)}$$

Tabela 36 – Parâmetros para o cálculo do período do sistema equivalente para o carregamento uniforme.

	Modelo sem paredes		Modelo com paredes	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
F_y [KN]	3410	4146	4026	4699
d_m^* [m]	0,070	0,104	0,066	0,056
E_m [KJ]	150	247	129	214
d_y^* [m]	0,053	0,089	0,043	0,021
μ	1,331	1,168	1,529	2,709
T^* [s]	0,501	0,778	0,451	0,262

Tabela 37 – Parâmetros para o cálculo do período do sistema equivalente para o carregamento modal.

	Modelo sem paredes		Modelo com paredes	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
F_y [KN]	2668	3306	3192	3817
d_m^* [m]	0,068	0,120	0,066	0,067
E_m [KJ]	110	230	142	209
d_y^* [m]	0,053	0,100	0,044	0,024
μ	1,280	1,193	1,524	2,746
T^* [s]	0,566	0,924	0,516	0,317

Como se pode verificar nas Tabelas 36 e 37, é possível confirmar que o carregamento modal é o carregamento condicionante porque leva a maiores valores de período do sistema equivalente de um só grau de liberdade, que está associado a uma rigidez menor.

A presença de paredes de alvenaria no modelo aumenta significativamente o nível de ductilidade da estrutura, independentemente do carregamento e respetiva direção. Na direção Y é possível observar grandes reduções do período com a presença das paredes. Relativamente à direção X, não se verificam diferenças significativas no valor do período em função da presença de paredes. Para os modelos sem paredes observam-se maiores valores de ductilidade na direção X, dado que nesta direção há continuidade entre as fachadas dos edifícios.

No Anexo D, é possível observar as curvas bilineares para cada direção e carregamento.

De seguida, determinou-se o deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um só grau de liberdade que, posteriormente, através da sua multiplicação com o coeficiente de transformação permite obter o deslocamento-alvo para a estrutura (sistema de vários graus de liberdade).

O deslocamento-alvo para o sistema equivalente é determinado em função do tipo da ação sísmica, deste modo, os valores de deslocamento-alvo determinados serão comparados a fim de determinar o tipo de sismo mais condicionante.

De acordo com a Portaria nº302/2019 do Diário da República se um edifício existente não garantir a verificação de segurança relativa a 90% da ação sísmica definida na Parte 3 do EC8 presente na secção 6.1.1, é obrigatório a elaboração de uma solução de reforço sísmico (NP EN1998-3, 2017; DRE, 2019).

Através dos valores de deslocamento-alvo para os dois modelos do edifício nas respetivas direções, a ação sísmica do Tipo 1 induz maiores valores de deslocamento de topo no sistema equivalente, sendo, por isso, o mais condicionante. A comparação do deslocamento-alvo com o valor do deslocamento último permite concluir se a estrutura tem capacidade resistente à ação sísmica. Neste contexto na Tabela 38, comparam-se o valor do deslocamento-alvo, do deslocamento-alvo associado à redução da ação sísmica de acordo com a Portaria nº302/2019 e os deslocamentos da rutura frágil e dúctil (DRE, 2019).

Tabela 38 – Valores de deslocamento-alvo e deslocamentos de rutura para a ação sísmica condicionante

	Sismo Tipo 1,3			
	Modelo sem paredes		Modelo com paredes	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
d_t^* [m]	0,030	0,053	0,025	0,010
Γ	1,706	1,292	1,659	1,786
d_t [m]	0,052	0,068	0,042	0,017
d_t – Portaria [m]	0,047	0,062	0,038	0,016
Rutura Frágil d_f [m]	0,020	0,020	0,015	0,015
Rutura Dúctil d_d [m]	0,115	0,155	0,110	0,120

A Figura 58 representa graficamente os deslocamentos indicados na Tabela 38, permitindo assim contextualizar os valores dos deslocamentos de interesse na curva de capacidade dos dois modelos. Os deslocamentos-alvo localizam-se entre o deslocamento para o qual ocorre a primeira rutura frágil e o deslocamento da primeira rutura dúctil, o que significa que nenhum dos modelos cumpre os requisitos impostos pela Portaria nº 302/2019 e, conseqüentemente, a estrutura terá de ser reforçada como representado na Tabela 39 (DRE, 2019).

A Tabela 39 apresenta os valores do rácio entre o deslocamento-alvo de acordo com a Portaria nº 302/2019 e os deslocamentos associados à rutura por corte, d_f , e à rutura por flexão, d_d . O valor do rácio permite interpretar quão afastado está o edifício, sujeito à ação sísmica condicionante, do colapso.

Tabela 39 – Verificação de segurança pela Portaria nº 302/2019 (DRE, 2019)

	Modelo sem paredes		Modelo com paredes	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
d_t – Portaria / d_f	2,32	3,15	2,52	1,09
d_t – Portaria / d_d	0,41	0,40	0,34	0,13

O reforço terá de ser dimensionado de forma a melhorar a capacidade resistente ao corte dos pilares sobretudo na direção longitudinal que é a mais condicionante devido à diferença significativa do deslocamento-alvo e o deslocamento último.

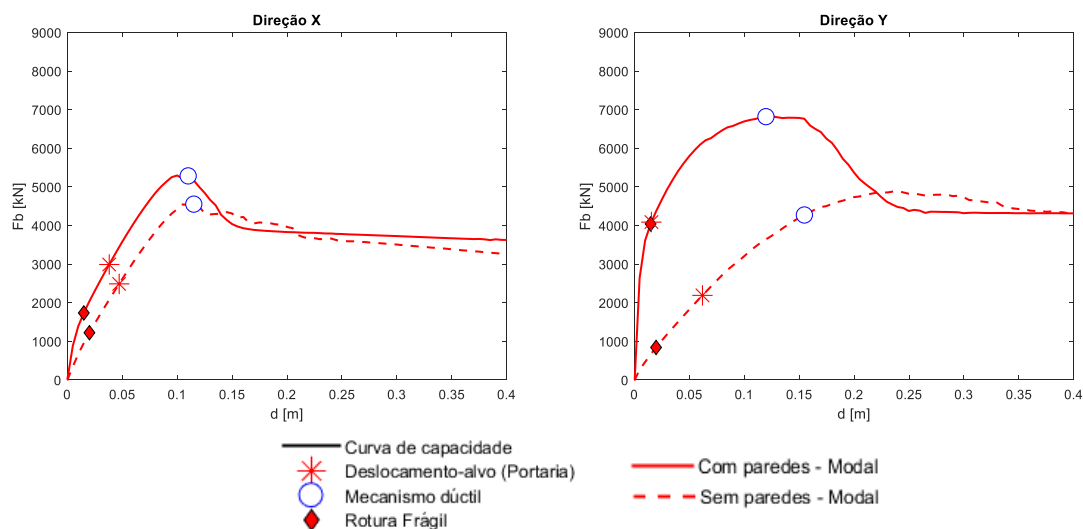


Figura 58 – Curvas de capacidade com os pontos do deslocamento-alvo e os deslocamentos de rutura para a ação condicionante

6.2. Reforço da estrutura

Como se verificou na secção anterior, o reforço do edifício em análise terá como objetivo aumentar a resistência ao corte dos pilares de forma a verificar a segurança regulamentar para a ação sísmica mais condicionante. Para tal, optou-se por reforçar os pilares condicionantes através de CFRP devido às suas vantagens e campos de aplicação. O *carbon fiber reinforced polymer* – CFRP é um tipo de material compósito laminado ou em manta, muito utilizado em reforços de estruturas existentes. Os campos de aplicação deste método destacam-se de outros devido a vários fatores: o facto de ser um reforço ligeiro, ou seja, não aumenta o peso próprio dos elementos estruturais; é de fácil transporte, trabalhabilidade e rápida execução; tem uma elevada resistência à tração (cerca de cinco vezes superior ao aço), boa durabilidade e tem um bom comportamento à fadiga (Firmo, P. 2020). Todavia, apresenta algumas desvantagens que o impedem, muitas vezes, de ser uma melhor solução comparativamente com os métodos mais tradicionais, como sejam: o elevado custo de aquisição, o facto de ser um material inflamável e, consequentemente, perder as suas propriedades mecânicas a altas temperaturas (Firmo, P. 2020). Neste contexto decidiu-se aplicar mantas de CFRP coladas com resina epoxídica ao redor dos pilares, a fim de aumentar o confinamento do betão. De acordo com a Parte 3 do EC8, o encamisamento de pilares com mantas de fibras de carbono permite aumentar a capacidade resistente ao esforço transversal dos elementos estruturais, assim como, melhorar a ductilidade e a capacidade de compressão (NP EN1998-3, 2017). Como no capítulo 5 foi possível verificar e estudar a influência das paredes no comportamento do modelo do edifício inserido no quarteirão, o dimensionamento do reforço sísmico através de CFRP terá como base o modelo numérico do edifício tipo com paredes de alvenaria inserido no quarteirão.

Na Tabela 40 apresentam-se os valores de deslocamento-alvo e deslocamento último obtidos na secção anterior do edifício existente sem qualquer tipo de intervenção de reforço. Apesar da solução de reforço com CFRP não apresentar grandes benefícios para a capacidade resistente à flexão, a rutura dúctil não é um problema, uma vez que o deslocamento associado ao seu mecanismo é maior do que o deslocamento-alvo do edifício.

Tabela 40– Valores do deslocamento-alvo e o deslocamento último para o modelo a reforçar

	Direção X	Direção Y
d_t [m]	0,042	0,017
Rutura Frágil d_f [m]	0,015	0,015
Rutura Dúctil d_d [m]	0,110	0,120

Como referido anteriormente, a necessidade de reforço, de acordo com a Portaria nº302/2019, foi avaliada para a ação sísmica reduzida; todavia, o dimensionamento do reforço terá como base de cálculo a ação sísmica condicionante total. Neste contexto, a primeira etapa no dimensionamento do reforço é identificar os elementos estruturais verticais que não têm capacidade resistente ao esforço transversal na direção longitudinal porque é a direção com maior deslocamento-alvo e menor deslocamento último.

As Tabelas 41 e 42 apresentam os valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares para o modelo com o deslocamento-alvo, e se este valor for menor que um, $V_{Ed}/V_R < 1$, os pilares verificam a segurança. Caso contrário, a capacidade ao esforço transversal foi excedida e a segurança dos pilares não é verificada. Repare-se que no primeiro piso, 19 de 26 pilares no total não cumprem a segurança, dado que é onde se verificam os maiores valores de esforços.

Tabela 41 – Valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares (1/2)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	
Piso 1	V_{Ed} [KN]	78	113	111	131	132	90	25	22	104	126	110	23	32
	V_R [KN]	27	60	55	77	71	77	62	45	48	43	96	64	100
	V_{Ed}/V_R	2,88	1,89	2,01	1,69	1,86	1,16	0,40	0,49	2,17	2,92	1,15	0,36	0,32
Piso 2	V_{Ed} [KN]	63	116	114	147	150	68	30	27	139	125	67	26	29
	V_R [KN]	42	82	78	111	102	101	62	36	81	67	154	63	96
	V_{Ed}/V_R	1,51	1,42	1,46	1,32	1,47	0,67	0,48	0,76	1,73	1,86	0,44	0,42	0,30
Piso 3	V_{Ed} [KN]	58	98	95	121	124	68	30	28	93	120	82	28	31
	V_R [KN]	35	61	59	87	85	72	52	33	53	52	117	53	83
	V_{Ed}/V_R	1,66	1,59	1,59	1,39	1,47	0,95	0,58	0,85	1,76	2,31	0,71	0,52	0,37
Piso 4	V_{Ed} [KN]	50	83	80	102	108	54	20	19	84	75	54	20	26
	V_R [KN]	36	49	50	71	74	55	41	29	48	41	77	41	77
	V_{Ed}/V_R	1,38	1,68	1,60	1,44	1,47	0,99	0,49	0,66	1,75	1,81	0,69	0,48	0,33
Piso 5	V_{Ed} [KN]	33	55	51	67	74	34	10	9	57	54	32	11	18
	V_R [KN]	34	38	40	52	58	41	32	25	41	40	53	31	71
	V_{Ed}/V_R	0,97	1,42	1,27	1,28	1,27	0,84	0,32	0,37	1,38	1,36	0,61	0,35	0,25
Piso 6	V_{Ed} [KN]	9	23	19	27	33	9	2	4	28	23	0	4	8
	V_R [KN]	27	30	30	34	38	29	27	24	32	37	36	26	65
	V_{Ed}/V_R	0,34	0,79	0,61	0,80	0,86	0,29	0,09	0,18	0,86	0,63	0,01	0,16	0,13

Tabela 42 – Valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares (2/2)

		P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26
Piso 1	V_{Ed} [KN]	19	22	84	94	100	138	76	110	124	130	122	118	91
	V_R [KN]	46	63	36	70	41	179	30	45	57	56	51	64	76
	V_{Ed}/V_R	0,41	0,35	2,35	1,34	2,41	0,77	2,58	2,48	2,18	2,30	2,38	1,83	1,20
Piso 2	V_{Ed} [KN]	21	24	96	100	66	65	63	117	137	149	136	123	70
	V_R [KN]	37	62	63	110	59	248	36	63	76	77	73	87	97
	V_{Ed}/V_R	0,56	0,39	1,52	0,91	1,11	0,26	1,73	1,87	1,80	1,94	1,88	1,41	0,72
Piso 3	V_{Ed} [KN]	23	26	69	84	87	111	57	94	107	114	106	100	69
	V_R [KN]	32	71	38	70	46	200	30	48	55	57	55	64	68
	V_{Ed}/V_R	0,70	0,36	1,82	1,20	1,91	0,56	1,91	1,95	1,94	2,01	1,91	1,56	1,01
Piso 4	V_{Ed} [KN]	15	18	65	75	67	79	51	82	91	99	90	83	54
	V_R [KN]	27	54	38	53	48	159	32	42	45	48	48	52	52
	V_{Ed}/V_R	0,57	0,34	1,71	1,40	1,40	0,50	1,60	1,93	2,02	2,05	1,87	1,60	1,05
Piso 5	V_{Ed} [KN]	7	10	45	53	47	53	35	55	61	67	60	51	33
	V_R [KN]	23	41	37	40	54	119	31	36	37	39	40	39	38
	V_{Ed}/V_R	0,31	0,25	1,22	1,33	0,87	0,44	1,11	1,52	1,67	1,69	1,47	1,30	0,88
Piso 6	V_{Ed} [KN]	3	4	21	31	3	5	13	24	28	31	24	15	7
	V_R [KN]	23	29	31	29	58	79	26	29	29	31	31	27	28
	V_{Ed}/V_R	0,14	0,13	0,68	1,06	0,05	0,07	0,49	0,81	0,95	0,99	0,76	0,55	0,26

Através dos valores indicados nas Tabelas 41 e 42 é possível verificar o esforço atuante em cada pilar e calcular a diferença com o esforço transversal resistente. Repare-se que o pilar P10 localizado no primeiro piso é o pilar mais condicionante de todos, com $V_{Ed} = 126\text{KN}$ e $V_R = 43\text{KN}$ e será o ponto de partida para o dimensionamento da solução de CFRP.

Relembrando a equação 8 da secção 2.5.2, o valor do esforço transversal resistente tem uma componente referente à contribuição das armaduras transversais, V_w . De acordo com a Parte 3-A.4.4.2.(9) do EC8 a contribuição do reforço nos elementos estruturais, $V_{w,f}$, pode ser calculada admitindo que a tensão do CFRP atinge o valor de cálculo da resistência última nas fibras extremas tracionadas e que diminui linearmente até zero ao longo da altura útil, segundo a equação 33 (NP EN1998-3, 2017).

$$V_{w,total} = V_w + V_{w,f} \quad \text{eq.(32)}$$

$$V_{w,f} = 0.5 * \rho_f * b_w * z * f_{u,fd} \quad \text{eq.(33)}$$

sendo que:

- $V_{w,total}$ – Esforço transversal resistente;
- V_w – Contribuição das armaduras transversais;
- ρ_f – Taxa volumétrica de CFRP, igual a $2 * t_f/b_w$;
- z – Braço do binário das forças interiores;
- $f_{u,fd}$ – Valor de cálculo da resistente última da manta de CFRP, igual à resistência última dividida pelo coeficiente parcial, $\gamma_{fd} = 1.5$.

Em suma, o valor de $V_{w,f}$ da equação 33 deve ser o suficiente para que o valor do esforço transversal resistente, V_R , ultrapasse o atuante, V_{Ed} , sendo por isso adotada uma solução de CFRP para reforçar o pilar P10 e de seguida, otimizar a solução para os restantes pilares. Sendo

esta abordagem um processo iterativo, decidiu-se começar o dimensionamento com uma solução mais simples para o reforço do pilar, optando por uma manta de fibra de carbono unidirecional SikaWrap-230C da Sika AG (SIKA, 2021). Na Tabela 43 encontram-se os valores das características mecânicas do reforço, necessários para o seu dimensionamento.

Tabela 43 – Valores das características mecânicas do CFRP – SikaWrap-230C (SIKA, 2021).

t_f [mm]	Número de camadas	f_u [MPa]	E_f [GPa]	ε_{uf} [%]
0.129	1	3200	220	1.70

Note-se que, como referido anteriormente, o confinamento do pilar com este tipo de mantas, além de melhorar a resistência ao esforço transversal, aumenta a capacidade de compressão do betão, sendo por isso necessário simular no modelo o incremento da resistência do betão confinado no modelo numérico de acordo com a Parte 3-A.3.2.2 do EC8 (NP EN1998-3, 2017).

$$f_{cc} = f_c * [1 + 3.7 * (\frac{f_l}{f_c})^{0.86}] \quad \text{eq.(34)}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} * [1 + 5 * (\frac{f_{cc}}{f_c} - 1)] \quad \text{eq.(35)}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.5 * \frac{f_l}{f_{cc}} \quad \text{eq.(36)}$$

$$f_l = k_s * E_f * \varepsilon_{uf} * \rho_f \quad \text{eq.(37)}$$

$$k_s = \frac{2 * R}{D} \quad \text{eq.(38)}$$

sendo que:

- f_c – Tensão de rutura do betão;
- f_l – Nível de pressão do confinamento;
- ε_{c2} – Extensão à compressão;
- E_f – Módulo de elasticidade do CFRP;
- ε_{uf} – Extensão última do CFRP;
- R – Raio de canto arredondado da secção, neste caso igual a 0,04m;
- D – Maior dimensão da secção transversal.

De acordo com as equações 34, 35 e 36 foi possível obter os novos valores de tensão de rutura de um betão confinado, f_{cc} , a respetiva extensão, ε_{cc} , e a extensão última da fibra na zona comprimida, $\varepsilon_{cu,c}$. Através destes parâmetros criou-se um novo material no OpenSees correspondente ao material reforçado atribuído às secções dos pilares (que necessitam de reforço). Numa fase inicial reforçaram-se todos os pilares identificados previamente nas Tabelas 41 e 42, com a mesma solução de reforço do pilar P10 e realizou-se uma nova análise *pushover*. No entanto, na verificação de segurança do novo modelo reforçado com CFRP notou-se que alguns pilares que anteriormente verificavam a segurança deixaram de o fazer. Este fenómeno é explicado pelo facto de que o reforço de muitos pilares no mesmo alinhamento conduz a um incremento global da rigidez nesse plano e, por conseguinte, leva a que os pilares absorvam mais as forças laterais do que o previsto. Deste modo, os pilares não reforçados devido ao

aumento das solicitações ao esforço transversal deixam de verificar a segurança ao corte. Em suma, o reforço de elementos estruturais em modelos numéricos deste tipo devido às iterações necessárias é um processo geralmente demorado e complexo de otimizar.

A Tabela 44 apresenta os valores obtidos através das equações 34 a 38 e o valor do esforço transversal resistente proveniente do reforço com CFRP de acordo com a equação 33. Através dos valores obtidos de esforço transversal resistente com esta solução de CFRP, verifica-se que apesar de se ter optado inicialmente pela solução mais simples da Sika AG para o pilar mais condicionante, esta solução estará sobredimensionada para a maioria dos pilares (SIKA, 2021).

Tabela 44 – Valores de cálculo do esforço transversal resistente do reforço CFRP

Secção dos pilares	ρ_f [%]	k_s	f_l	f_{cc} [MPa]	ε_{cc} [%]	$\varepsilon_{cu,c}$ [%]	V_{wf} [KN]
50 x 20	0.129	0.16	0.309	30.15	0.277	0.912	129
47 x 47	0.055	0.17	0.349	30.39	0.285	0.975	121

Neste contexto optou-se por se apresentar a situação final de reforço nas Figuras 59 e 60, isto é, os resultados alusivos à verificação de segurança dos pilares, antes e depois do reforço com CFRP para o deslocamento-alvo do edifício.

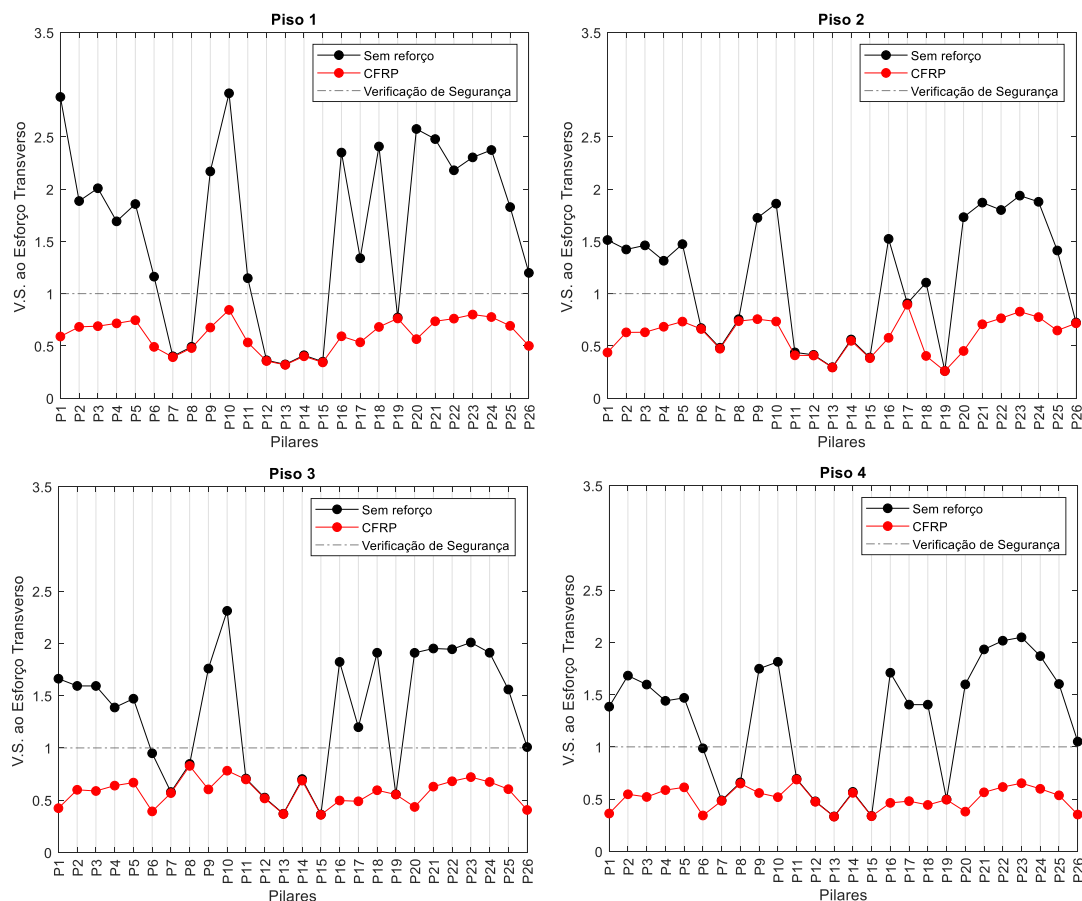


Figura 59 – Valores de rácio entre o esforço transversal atuante e resistente dos pilares, antes e depois do reforço com CFRP (1/2)

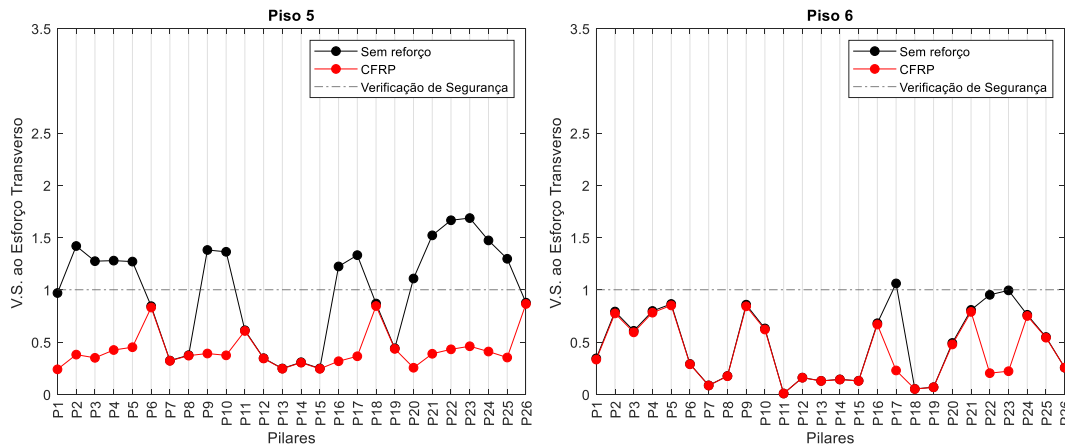


Figura 60 – Valores de rácio entre o esforço transverso atuante e resistente dos pilares, antes e depois do reforço com CFRP (2/2)

Como se pode verificar na Tabela 45 e graficamente na Figura 61, o deslocamento-alvo após o reforço dos pilares, $d_{t,ref}$, tende a aumentar comparativamente com o deslocamento-alvo do modelo do edifício antes do reforço, d_t . Todavia, verifica-se que o deslocamento último associado à rutura frágil, $d_{f,ref}$, aumenta significativamente nas duas direções, o que faz com que o edifício cumpra a segurança à ação sísmica mais condicionante, uma vez que, $d_{t,ref} < d_{f,ref}$.

Tabela 45 – Valores do deslocamento-alvo e o deslocamento último para o modelo reforçado

	Modelo com paredes	
	Direção X	Direção Y
$d_{t,ref}$ [m]	0,045	0,021
Rutura Frágil $d_{f,ref}$ [m]	0,060	0,025
Rutura Dúctil $d_{d,ref}$ [m]	0,130	0,110

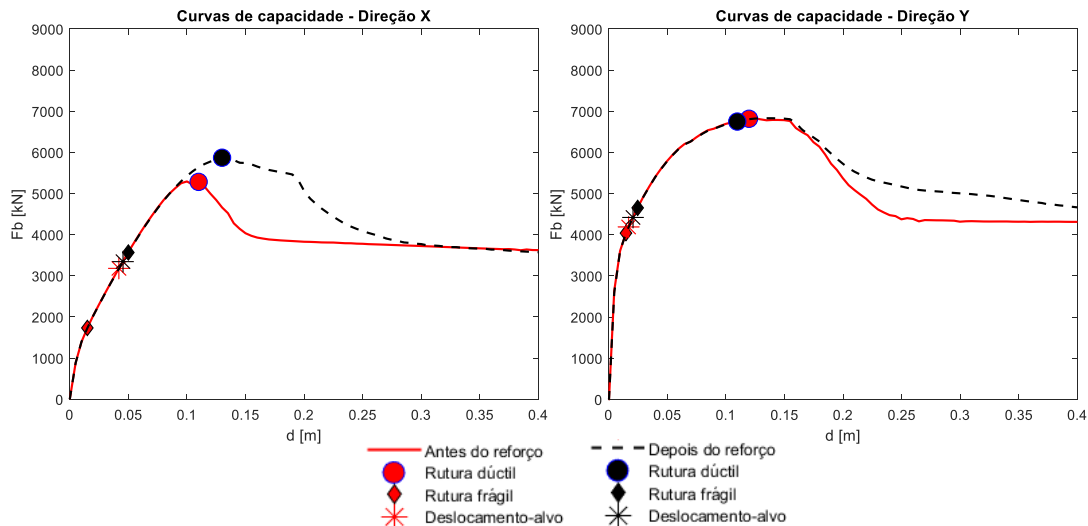


Figura 61 – Curvas de capacidade com os pontos do deslocamento-alvo e os deslocamentos de rutura para a ação condicionante após o reforço da estrutura

Nas Tabelas 46 e 47 apresentam-se os valores de esforço de corte atuante e resistente dos pilares após o seu reforço com CFRP, assim como, o resultado da verificação de segurança no instante em que a estrutura atinge o deslocamento-alvo, $d_{t,ref}$, representado na Figura 61.

Tabela 46 – Valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares com CFRP (1/2)

		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
Piso 1	V_{Ed} [KN]	78	112	110	130	131	89	25	22	103	126	109	23	32
	V_R [KN]	132	165	160	182	175	182	64	46	153	148	205	65	101
	V_{Ed}/V_R	0,59	0,68	0,69	0,72	0,75	0,49	0,39	0,48	0,68	0,85	0,53	0,36	0,32
Piso 2	V_{Ed} [KN]	63	116	114	146	149	68	30	27	139	125	67	26	28
	V_R [KN]	144	184	180	213	203	102	63	37	184	170	164	64	97
	V_{Ed}/V_R	0,44	0,63	0,63	0,68	0,73	0,66	0,47	0,74	0,76	0,73	0,41	0,41	0,29
Piso 3	V_{Ed} [KN]	57	97	94	120	123	68	30	28	93	120	82	28	31
	V_R [KN]	136	162	160	187	185	172	53	34	154	154	118	53	84
	V_{Ed}/V_R	0,42	0,60	0,59	0,64	0,67	0,39	0,57	0,83	0,60	0,78	0,70	0,52	0,37
Piso 4	V_{Ed} [KN]	50	83	79	101	107	54	20	19	84	74	53	20	26
	V_R [KN]	139	151	152	172	175	157	42	29	150	143	77	41	78
	V_{Ed}/V_R	0,36	0,55	0,52	0,59	0,61	0,34	0,48	0,65	0,56	0,52	0,69	0,47	0,33
Piso 5	V_{Ed} [KN]	33	54	50	66	73	34	10	9	57	54	32	11	18
	V_R [KN]	139	143	144	157	162	41	32	25	146	144	53	31	72
	V_{Ed}/V_R	0,24	0,38	0,35	0,42	0,45	0,83	0,32	0,37	0,39	0,37	0,61	0,34	0,25
Piso 6	V_{Ed} [KN]	9	23	18	27	33	9	2	4	27	23	0	4	8
	V_R [KN]	28	30	31	35	39	30	27	24	33	37	37	26	66
	V_{Ed}/V_R	0,33	0,77	0,59	0,78	0,85	0,29	0,08	0,17	0,84	0,62	0,01	0,16	0,13

Tabela 47 – Valores de rácio entre o esforço de corte atuante e o resistente dos pilares com CFRP (2/2)

		P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26
Piso 1	V_{Ed} [KN]	19	22	83	94	100	137	76	110	123	129	121	117	90
	V_R [KN]	47	64	141	175	147	179	135	150	162	161	156	169	180
	V_{Ed}/V_R	0,40	0,34	0,59	0,54	0,68	0,76	0,57	0,74	0,76	0,80	0,78	0,69	0,50
Piso 2	V_{Ed} [KN]	21	24	96	100	66	65	63	117	137	148	136	123	70
	V_R [KN]	38	63	166	112	162	250	139	165	178	179	175	189	98
	V_{Ed}/V_R	0,55	0,38	0,58	0,89	0,40	0,26	0,45	0,71	0,77	0,83	0,78	0,65	0,72
Piso 3	V_{Ed} [KN]	23	26	69	84	88	111	57	94	106	114	105	100	69
	V_R [KN]	33	72	139	171	147	201	131	149	156	158	156	165	169
	V_{Ed}/V_R	0,69	0,36	0,50	0,49	0,60	0,55	0,44	0,63	0,68	0,72	0,67	0,61	0,41
Piso 4	V_{Ed} [KN]	15	18	65	75	67	79	51	82	91	98	90	82	54
	V_R [KN]	27	55	140	156	151	160	134	145	147	150	150	154	153
	V_{Ed}/V_R	0,56	0,34	0,46	0,48	0,44	0,49	0,38	0,57	0,62	0,65	0,60	0,54	0,35
Piso 5	V_{Ed} [KN]	7	10	45	52	47	52	35	55	61	66	59	51	33
	V_R [KN]	23	41	141	144	55	120	136	140	141	144	145	143	38
	V_{Ed}/V_R	0,30	0,24	0,32	0,36	0,84	0,43	0,25	0,39	0,43	0,46	0,41	0,35	0,86
Piso 6	V_{Ed} [KN]	3	4	21	31	3	5	13	23	28	30	24	15	7
	V_R [KN]	23	30	32	136	59	80	26	30	136	138	32	28	29
	V_{Ed}/V_R	0,14	0,13	0,67	0,23	0,05	0,07	0,48	0,79	0,20	0,22	0,75	0,54	0,26

7. Conclusão e desenvolvimento de estudos

7.1. Conclusão

Na fase inicial deste estudo desenvolveu-se uma base de dados com a informação recolhida dos números de obra de edifícios localizados na parte norte da freguesia de Benfica. A zona de levantamento de dados corresponde aproximadamente a metade da freguesia e é delimitada pelo Centro Comercial Colombo, pela Estrada de Benfica e dois itinerários principais de Lisboa, a saber o IC17 e o IC19. A base de dados contém toda a informação dos edifícios de betão armado disponível no Arquivo Municipal de Lisboa.

A existência deste tipo de sistemas de informação geográfica facilita o acesso aos números de obra e permite desenvolver estudos em diferentes áreas. O primeiro objetivo cumprido nesta dissertação foi a criação da base de dados e a caracterização do parque habitacional através de uma análise estatística exaustiva. Com recurso à recolha de dados, foi possível categorizar variáveis para aproximar a tendência dos dados observados a uma distribuição de probabilidades conhecida.

Os resultados desta análise estatística permitem indicar as principais características dos edifícios de betão armado construídos entre 1950 e 1983 localizados numa zona de Benfica e de um edifício representativo localizado nessa mesma zona, em particular, como por exemplo: os materiais mais utilizados nas estruturas, nos pavimentos ou como revestimentos, a altura entre pisos, a espessura das lajes, a geometria dos elementos estruturais incluindo a pormenorização das armaduras, entre outros. Além disso, foi também possível verificar que os valores obtidos são próximos dos resultados de outros estudos semelhantes, sendo por isso interessante o desenvolvimento de outras bases de dados em Lisboa. A caracterização e avaliação do desempenho sísmico do caso em estudo permitiu prever a distribuição de danos desta tipologia de edifícios de betão armado à ação de um sismo.

Na fase intermediária deste estudo modelou-se o edifício tipo através da consulta de informação com o seu número de obra no Arquivo e com os resultados da análise estatística da base de dados (para a informação indisponível). O modelo teve em conta algumas simplificações devido a limitações do programa de cálculo usado, o OpenSees. De facto, a definição do modelo de fibras tende a complicar-se com a complexidade da estrutura do edifício, sendo por isso (neste caso) necessário dimensionar pilares equivalentes para substituir dois pilares enviesados do projeto original, alterar ligeiramente o alinhamento das vigas, modelar um betão não-confinado, considerar varões de aço lisos, modelar as paredes de alvenaria como duas escoras diagonais à compressão, entre outros. Neste sentido, o edifício foi modelado para vários cenários de forma a observar o impacto que certas características têm no modelo, como por exemplo, a presença das paredes no edifício e a existência dos edifícios adjacentes.

De forma a calibrar o modelo numérico, realizou-se um ensaio *in situ* que permite obter as características dinâmicas fundamentais (experimentais) do edifício. Idealmente o ensaio deveria ser realizado no centro e no canto do edifício para se poder identificar as frequências de translação e de torção; todavia, devido à pandemia não foi possível realizar o ensaio no canto

do edifício dado que se teria de entrar num apartamento privado. Apesar desta limitação na realização do ensaio, as frequências experimentais permitiram validar os resultados da análise dinâmica modal do modelo do edifício tipo com as paredes de alvenaria inserido no quarteirão, uma vez que se obtiveram erros muito satisfatórios, cerca de 5% na direção das fachadas (direção X) e cerca de 15% na direção das empenas (direção Y).

Na fase final deste estudo, definiram-se as condições e os critérios da verificação de segurança de acordo com o regulamento atual. Relativamente aos resultados da análise *pushover* verificou-se que o comportamento do edifício tipo (com os edifícios adjacentes) é influenciado beneficemente pela presença das paredes de alvenaria. Os resultados das curvas de capacidade permitiram concluir também que o carregamento modal é o carregamento lateral mais condicionante, não se tendo verificado diferenças significativas no sentido do carregamento. De seguida, verificou-se a distribuição de danos para o Estado Limite de Danos Severos nos elementos estruturais concluindo-se que o edifício não cumpre os requisitos regulamentares relativos à verificação de segurança, devido ao colapso prematuro e frágil de pilares por corte. Este resultado é explicado devido à inadequada pormenorização das armaduras transversais nos pilares conduzindo ao comportamento frágil.

É de referir que na avaliação do desempenho sísmico da estrutura teve-se em conta uma redução da ação sísmica. A Portaria nº 302/2019 do Diário da República define os termos em que um edifício existente está sujeito à elaboração de um projeto de reforço estrutural. Neste sentido, para a ação sísmica do Tipo 1 reduzida (que é a mais condicionante) verificou-se que a estrutura alcança o deslocamento último (associado à rutura frágil) antes de alcançar o deslocamento-alvo, independentemente da direção.

Tendo em conta que a estrutura não verifica a segurança para a ação sísmica condicionante reduzida, dimensionou-se uma solução de reforço com CFRP de forma a confinar os pilares e a aumentar a capacidade resistente ao corte. Note-se que apesar de se ter optado por uma solução de mantas CFRP com apenas uma camada e a menor espessura disponível, conclui-se que o valor de esforço transversal resistente para esta solução ultrapassa o necessário para o pilar mais condicionante (pilar P10), estando por isso sobredimensionado para a maioria dos pilares.

Em suma, o estudo e o conhecimento de edifícios de betão armado antes de 1983 permite adotar uma postura proativa relativamente ao reforço de edifícios projetados sem a consideração da ação sísmica, através dos níveis de vulnerabilidade e risco sísmico do seu parque habitacional.

7.2. Desenvolvimento de futuros estudos

O estudo de edifícios existentes permite prever o seu desempenho à ação sísmica e avaliar a distribuição de danos nas estruturas. Por conseguinte, o conhecimento das características dos edifícios inseridos numa determinada zona permite adotar soluções de reforço estrutural e de reabilitação ao nível do parque habitacional.

Como referido anteriormente, a base de dados é limitada a uma zona específica e depende da disponibilidade de informação presente no Arquivo Municipal de Lisboa. Durante a recolha de informação para a base de dados da freguesia de Benfica, verificou-se que há muitos edifícios

com informação digital incompleta ou até mesmo inexistente. Neste contexto, a primeira sugestão para futuros trabalhos é a realização de ensaios *in situ* ou a consulta de informação física no Arquivo, com o objetivo de completar a informação em falta dos números de obra.

Os resultados obtidos na análise estatística desta dissertação vão ao encontro de outros resultados de estudos realizados em Lisboa. Neste sentido, seria interessante propor a continuação da base de dados com o objetivo de a completar com todos os números de obra localizados na freguesia de Benfica. O desenvolvimento deste tipo de plataformas de informação é um processo lento e exaustivo; contudo, se surgir oportunidade de se estender para outras freguesias é possível no futuro obter uma base de dados completa do parque habitacional do município de Lisboa.

Uma das dificuldades enfrentadas na realização do modelo numérico foi a definição das linhas de código devido à sua complexa funcionalidade no programa de cálculo adotado, o OpenSees. Este programa é um programa muito potente nas análises de modelos de fibras; porém, tem a desvantagem de não apresentar interface, de funcionar apenas através da leitura de ficheiros de texto e na maioria das vezes ser necessário um segundo programa computacional para representar os resultados obtidos. Por estes motivos, seria interessante desenvolver mais estudos com o OpenSees de forma a explorar ao máximo todas as suas funcionalidades em diferentes áreas de Engenharia Civil.

Relativamente ao tipo de reforço, seria interessante estudar, no começo da fase de concepção, outras alternativas de reforço sísmico em função das características e do contexto do edifício, isto é: através do mapa de vulnerabilidade sísmica de Lisboa e da necessidade de reforço, definir-se um plano de reabilitação geral e dimensionar uma solução otimizada para estes casos em estudo, respetivamente.

Bibliografia

(AML, 2013). Área Metropolitana de Lisboa - Atas do Seminário “Área Metropolitana de Lisboa- Ambiente Urbano e Riscos”, Lisboa, 2013.

(Appleton, J., 2005). J. Appleton, “CONSTRUÇÕES EM BETÃO – Nota histórica sobre a sua evolução”, p.1-18, 2005.

(Bento, R. et al., 2004). “Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios com base em Análises Estáticas Não Lineares”, Sísmica 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa.

(Borges, J. et al., 2001). J. Borges, A. Fitas, M. Bezzeghoud e P. Teves-Costa, “*Seismotectonics of Portugal and its adjacent Atlantic area*”. Tectonophysics, p.373-387, 2001.

(Caruso, C., 2019). C. Caruso, “*Definition of mitigation strategies for the seismic risk reduction of old RC residential buildings*”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2019.

(Celerac, D. et al., 2012). D. Celarec, P. Ricci e M. Dolšek, “*The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames*”, *Engineering Structures – Volume 35*, p.165–177, 2012.

(Chopra, A.K. et al., 2002). A.K. Chopra e R.K. Goel, “*A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings.*” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, p.561–582, 2002.

(CML, 2020). Câmara Municipal de Lisboa – “Lisboa Interativa - Plataforma de informação georreferenciada do Município de Lisboa”

URL: <https://lxi.cm-lisboa.pt/>, Acedido em Maio de 2021.

(CNR-DT 200, 2013). “*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati*”, 2013.

(Costa, A., 2020). A. Costa, “Avaliação de estruturas existentes”.

URL:<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/1407993358902959/Aval-Estrutural.pdf>, Acedido em Maio de 2021.

(Couto, R. et al., 2020). R. Couto, I. Sousa, R. Bento e J. M. Castro, “*Seismic Vulnerability Assessment of RC structures : research and practice at building level*”, Artigo CERIS – Instituto Superior Técnico, p.2-27, 2020.

(DRE, 1961). Diário da República Eletrónico. “Diário do Governo n.º 268/1961, Série I de 1961-11-18 - Decreto n.º 44041”.

(DRE, 1975). Diário da República Eletrónico. “Diário do Governo n.º 267/1975, Série I de 1975-11-18 - Decreto-Lei n.º 650/75”.

(DRE, 2019). Diário da República Eletrónico. “Diário da República n.º 175/2019, Série I de 2019-09-12 - Portaria n.º 302/2019”.

(Dolsek, M. et al., 2008). M. Dolsek e P. Fajfar, “*The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment*”, *Engineering Structures – Volume 30*, p.1991–2001, 2008.

(EC1-1, 2009). European Committee for Standardization. "EN 1991-1-1: Eurocódigo 1 - Ações gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios", Bruxelas, 2009.

(EC2-1, 2010). European Committee for Standardization. "EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão" - Parte 1-1: "Regras gerais e regras para edifícios", Bruxelas, 2010.

(EC8-1, 2004). European Committee for Standardization. "EN 1998-1 – Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos" - Parte 1: "Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios", Bruxelas, 2004.

(EC8-3, 2005). European Committee for Standardization. "EN 1998-3 – Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos" - Parte 3: "Avaliação e reabilitação de edifícios", Bruxelas, 2005.

(ESRI, 2019). Environmental Systems Research Institute. ArcGIS, v.10.7. ESRI, Redlands, Califórnia, 2019.

(ESRI, 2004). Environmental Systems Research Institute. "ArcGIS 9- What is ArcGIS?". URL:http://downloads.esri.com/support/documentation/ao_/698What_is_ArcGIS.pdf.2004, Acedido em Janeiro de 2021.

(EQMet, 2014). EQMet Manual "TSA-SMA Internet-Ready Strong Motion Accelerograph" URL: <https://eqmet.com/pdf/TSA-SMA.pdf>, Acedido em Julho 2021.

(Faria, P. et al., 2015). P. Faria e C. Chastre, "Seminário - Paredes de Alvenaria- Reabilitação e Inovação", p.91-95, 2015.

(Farinha, J. et al., 1992). J. S. Brazão Farinha e A. Correia dos Reis, "Tabelas Técnicas", edição P.O.B., 1992.

(Faustino, D., 2012). D. Faustino, "Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos de Betão Armado," Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2012.

(Filippou, F. et al., 1983). F.C. Filippou, E. P. Popov, e V. V. Bertero, "Modeling of R/C Joints under Cyclic Excitations", Journal of Structural Engineering, p.2666–2684, 1983.

(Firmo, P. 2020). P. Firmo, "Reabilitação e reforço de estruturas - *Strengthening of reinforced concrete structures with frp systems*" URL:https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/1689468335663382/aula_frp%20strengthening_Joao%20Firmo.pdf, Acedido em Julho de 2021.

(Furtado et al., 2015). A. Furtado, C. Costa, A. Arede e H. Rodrigues, "Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls.", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, p. 396-411, 2015.

(Gago, A., 2011). A. Gago e J. Proença, "Parque Escolar: Reforço Sísmico de Edifícios Escolares", p.14-44, 2011.

(Gonçalves, A., 2018). A. Gonçalves, "Introdução aos Sistemas de Informação Geográfica - Aula 1", p.2-4, 2018 URL:https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/563568428778140/Aula_01_Introducao_aos_SIG.pdf, Acedido em Fevereiro de 2021.

(INE, 2012). Instituto Nacional de Estatística “Censos - Resultados definitivos. Portugal – 2011”, 2012.

(Jarimba, A., 2016). A. Jarimba, “Vulnerabilidade Sísmica dos Edifícios porticados de Betão Armado da cidade de Lisboa-décadas de 1960-80” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2016.

(JFB, 2011). Junta de Freguesia de Benfica. “História da Freguesia”, 2011
URL: <https://www.jf-benfica.pt/freguesia/junta-de-freguesia/>, Acedido em Maio de 2021.

(Kashani, et al., 2017). Kashani, Mohammad, Salami, Mohammad Goda, Katsuichiro Alexander e Nicholas, “*Nonlinear flexural behaviour of RC columns including bar buckling and fatigue degradation*”, *Magazine of Concrete Research*, p.5-27, 2017.

(Kreslin, M. et al. 2012). M. Kreslin e P. Fajfar, “*The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation*”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2012.

(LNEC, 2005). Laboratório Nacional de Engenharia Civil “Regulamentação da construção em Portugal”, 2005.

URL: http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/reg_const_Portugal.html, Acedido em Maio de 2021.

(LNEC, 2019). Laboratório Nacional de Engenharia Civil “Metodologia para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes baseada em análises de fiabilidade estrutural - Edifícios de betão armado”, p.32-134, 2019.

URL: http://www.lnec.pt/fotos/editor2/DE/rel081_2019_versao_revista.pdf, Acedido em Julho de 2021.

(Lopes, M., 2008). M. Lopes, “Sismos e Edifícios”, Lisboa, 2008.

(Mander, J. et al., 1988). J. B. Mander, M. J. N. Priestley e R. Park, “*Theoretical stress-strain model for confined concrete*”. *ASCE Journal of Structural Engineering*, p.1804-1826, 1988.

(MATLAB, 2018). MATrix LABoratory R2018b. MathWorks Inc, Natick, Massachusetts, 2018

(Menegotto-Pinto, 1973). M. Menegotto and P. E. Pinto, “*Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending*”, *Journal – Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*, p.15–22, 1973.

(Monteiro, M. et al. 2013). M. Monteiro e R. Bento, “Procedimento Experimental para Realização de Ensaios de Caracterização Dinâmica de Estruturas”, Relatório ICIST DTC nº 05/2013, Instituto Superior Técnico, 2013.

(NP EN1992-1-1, 2010). Versão portuguesa da EN 1992-1-1:2004 + AC:2008 “Norma Portuguesa – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Portugal, 2010.

(NP EN1998-1, 2010). Versão portuguesa da EN 1998-1:2004 + AC:2009 “Norma Portuguesa – Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”, Portugal, 2010.

(NP EN1998-3, 2017). Versão portuguesa da EN 1998-3:2005 + AC:2013 “Norma Portuguesa – Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios”, Portugal, 2017.

(NZSEE, 2006). NZSEE – *New Zealand Society for Earthquake Engineering*, “*Recommendations of a NZSEE: Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes*”, p.9.1-9.10, 2006.

(Okada, H. et al., 2003). H. Okada e K. Suto. “*THE MICROTREMOR SURVEY METHOD*”, *Geophysical Monograph Series – Society of Exploration Geophysicists*, p.18-150, 2003.

(OpenSees, 2012). OpenSees Berkeley Edu. – “*OpenSees Wiki*”.
URL: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page, Acedido em Abril de 2021.

(OpenSees, 2014). OpenSees Berkeley Edu. – “*OpenSees Algorithm*”.
URL: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Algorithm_Command, Acedido em Abril de 2021.

(Panagiotakos, T. et al., 2001). T. B. Panagiotakos e M. N. Fardis, “*Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate*”, *Aci Structural Journal*, 2001.

(Park-Paulay et al., 1975). R. Park e T. Paulay, “*Stress-Strain Relationships for Concrete and Steel*”, *Reinforced concrete structures*, p.11-47, 1975.

(Paulay, T. et al., 1992). T. Paulay e M. J. N. Priestly, “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”, *Seism. Des. Reinf. Concr. Mason. Build.*, p.532-638, 1992.

(PEER, 2006) Pacific Earthquake Engineering Research Center – OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation. University of California, Berkeley, 2006.

(Popovics, S., 1973). S. Popovics, “*A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete*”, *Cement and concrete research*, p. 583-599, 1973.

(Póvoas, R. et al., 2016). R. F. Póvoas e J. M. Mateus, “2º Congresso Internacional de História da Construção Luso-Brasileira”, LIVRO DE ACTAS Volume 1 – FAUP, p.589-1247, 2016.

(QuakeCoRE, 2017). QuakeCoRE OpenSeesTraining Workshop “*Structural Modelling and Analysis*”, 2017.
URL: <https://docplayer.net/64015391-Quakecore-opensees-training-workshop-structural-modelling-and-analysis.html>, Acedido em Abril de 2021.

(REBA, 1967). Regulamento de Estruturas de Betão Armado – REBA, “Decreto nº 47723, 20 de Maio de 1967”, Lisboa, 1967.

(REBAP, 1983). Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado – REBAP, “Decreto-Lei nº 349-C/83, 30 de Julho de 1983” Lisboa, 1983.

(RGEU, 1951). Regulamento Geral das Edificações Urbanas – RGEU, “Decreto-Lei n.º 38-382, 7 de Agosto de 1951”, Lisboa, 1951.

(Rodrigues, A., 2020). A. Rodrigues, “Análise e reforço sísmico de um edifício antigo porticado de betão armado,” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2020.

(Santos, R., 2016). R. Santos. "Espaços de mediação infraestrutural: interpretação e projeto na produção do urbano no território metropolitano de Lisboa", Prémio Metrópoles Ciência 2016, p.34-625, 2016.

(Saraiva, J.P. et al., 2006). J.P. Saraiva e J. Appleton, "Avaliação de capacidade sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o EC8 - parte 3". IV Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, 2006.

(SIKA, 2021). Sika AG – Ficha técnica da manta de fibra de carbono SikaWrap-230C. URL:<https://prt.sika.com/pt/solucoes-para-construcao/ref-colagem-estrutural/reforco-estrutural/sikawrap-230-c.html>, Acedido em Julho de 2021.

(Silva, V. et al., 2014). V. Silva, H. Crowley, H. Varum, R. Pinho e L. Sousa, "*Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model*" *Bull. Earthq. Eng.*, p.1455-1490, 2015.

(Spacone et al., 1996). E. Spacone, F.F. Taucer e F.C. Filippou, "*A Fiber Beam-Column Model for Non-linear Analysis of R/C Frames: Part 1*", *Formulation. Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, p.715-725, 1996.

(Tariq, et al. 2018). Tariq, Hasan Jampole, Ezra Bandelt e Matthew, "*Fiber-Based Modeling of Reinforced HPFRCC Hinge Zones*", *11th National Conference on Earthquake Engineering*, p.5-12, 2018.

(Van Camp, M. et al., 2005). M. Van Camp e Vauterin, "*Tsoft: graphical and interactive software for the analysis of time series and Earth tides.*" *Computers and Geosciences – Volume 31*, p.631-640, 2005.

Anexos

Anexo A – Análise estatística da base de dados

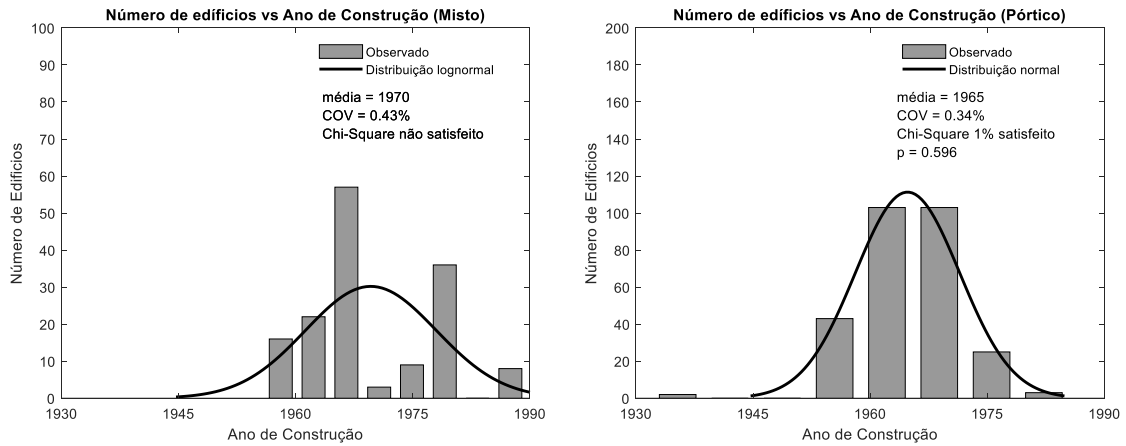


Figura 62 – Análise estatística dos números de edifícios em função do ano de construção para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

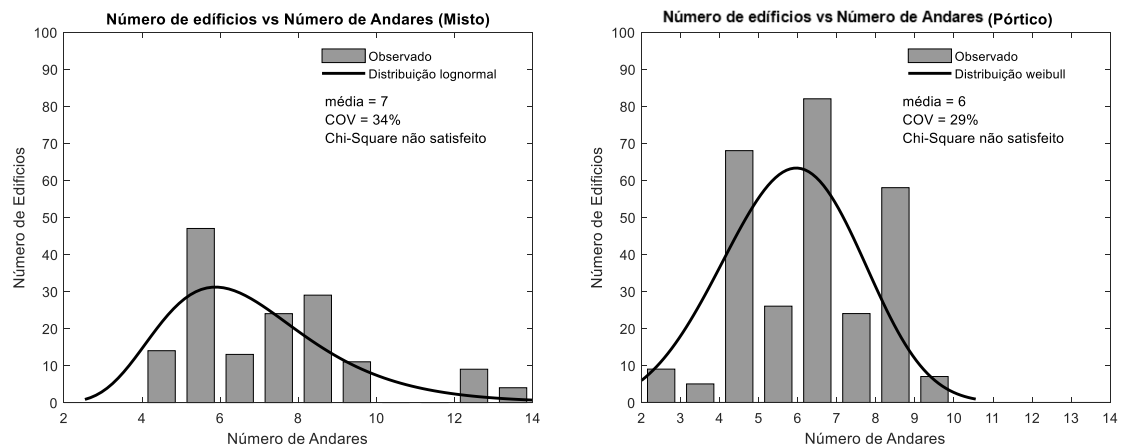


Figura 63 – Análise estatística dos números de edifícios em função do número de andares para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

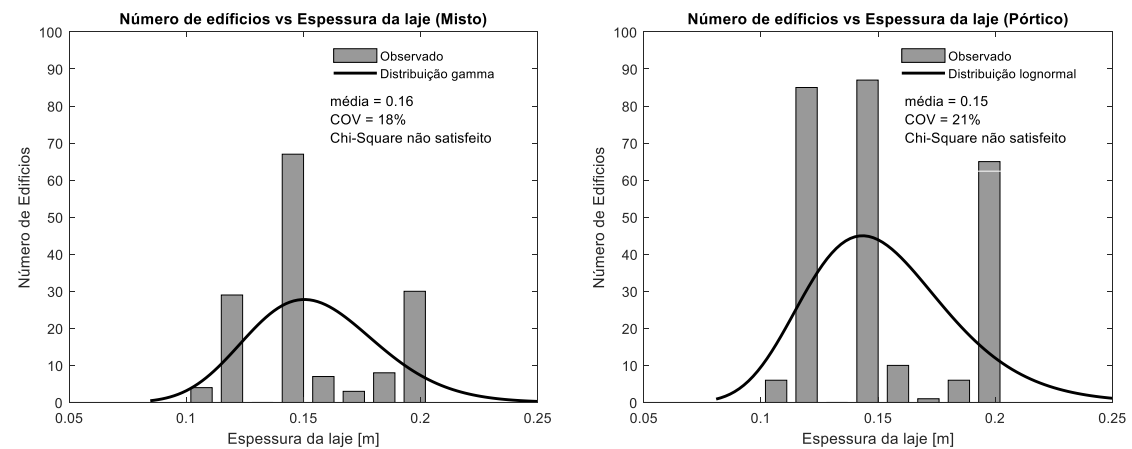


Figura 64 – Análise estatística dos números de edifícios em função da espessura das lajes para os edifícios do tipo misto (à esquerda) e pórtico (à direita)

Tabela 48 – Comprimento dos pilares mais comuns em planta

Época de construção	Número de andares	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]	Teste chi-square [%]
< 1955	< 4	22	Lognormal	0,38	39	0,70	0,20	NS
	5 a 7	10	-	0,47	-	0,60	0,25	-
	8 a 9	0	-	-	-	-	-	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	< 4	45	Lognormal	0,37	32	0,65	0,20	NS
	5 a 7	139	Lognormal	0,41	29	0,70	0,20	10
	8 a 9	49	Lognormal	0,45	24	0,70	0,20	NS
	> 10	1	-	0,30	-	-	-	-
1970 a 1983	< 4	5	-	0,43	-	0,75	0,35	-
	5 a 7	26	Lognormal	0,46	30	0,70	0,30	NS
	8 a 9	28	Lognormal	0,33	47	0,65	0,20	NS
	> 10	11	-	0,42	-	0,50	0,40	-
> 1983	< 4	0	-	-	-	-	-	-
	5 a 7	7	-	0,31	-	0,40	0,30	-
	8 a 9	2	-	0,43	-	0,60	0,25	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-

Tabela 49 – Largura dos pilares mais comuns em planta

Época de construção	Número de andares	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]	Teste chi-square [%]
< 1955	< 4	22	Beta	0,27	22	0,40	0,20	NS
	5 a 7	10	-	0,70	-	0,30	0,20	-
	8 a 9	0	-	-	-	-	-	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	< 4	45	Normal	0,26	22	0,35	0,12	NS
	5 a 7	139	Beta	0,28	24	0,40	0,20	10
	8 a 9	49	Lognormal	0,28	30	0,40	0,20	NS
	> 10	1	-	0,30	-	-	-	-
1970 a 1983	< 4	5	-	0,34	-	0,35	0,28	-
	5 a 7	26	Weibull	0,28	18	0,35	0,20	NS
	8 a 9	28	Lognormal	0,24	32	0,50	0,20	NS
	> 10	11	-	0,35	-	0,40	0,20	-
> 1983	< 4	0	-	-	-	-	-	-
	5 a 7	7	-	0,23	-	0,40	0,20	-
	8 a 9	2	-	0,23	-	0,25	0,20	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-

Tabela 50 – Comprimento dos pilares de maior dimensão em planta

Época de construção	Número de andares	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]	Teste chi-square [%]
< 1955	< 4	20	Lognormal	0,58	26	0,90	0,35	NS
	5 a 7	10	-	0,69	-	0,90	0,55	-
	8 a 9	0	-	-	-	-	-	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	< 4	45	Lognormal	0,57	31	1,00	0,30	1
	5 a 7	140	Weibull	0,70	24	1,00	0,30	1
	8 a 9	50	Lognormal	0,71	20	1,00	0,40	1
	> 10	1	-	0,50	-	-	-	-
1970 a 1983	< 4	4	-	0,85	-	1,00	0,80	-
	5 a 7	25	Lognormal	0,73	20	1,00	0,55	1
	8 a 9	28	Weibull	0,78	21	1,10	0,45	1
	> 10	11	-	0,81	-	0,90	0,45	-
> 1983	< 4	0	-	-	-	-	-	-
	5 a 7	7	-	0,81	-	0,90	0,80	-
	8 a 9	2	-	0,68	-	0,80	0,55	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-

Tabela 51 – Largura dos pilares de maior dimensão em planta

Época de construção	Número de andares	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]	Teste chi-square [%]
< 1955	< 4	20	Lognormal	0,28	29	0,55	0,20	NS
	5 a 7	10	-	0,36	-	0,55	0,20	-
	8 a 9	0	-	-	-	-	-	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	< 4	45	Lognormal	0,28	35	0,55	0,20	1
	5 a 7	140	Lognormal	0,28	31	0,50	0,20	1
	8 a 9	50	Beta	0,33	28	0,45	0,20	1
	> 10	1	-	0,30	-	-	-	-
1970 a 1983	< 4	4	-	0,33	-	0,40	0,30	-
	5 a 7	25	Lognormal	0,31	41	0,55	0,20	1
	8 a 9	28	Lognormal	0,26	41	0,55	0,20	1
	> 10	11	-	0,35	-	0,40	0,20	-
> 1983	< 4	0	-	-	-	-	-	-
	5 a 7	7	-	0,23	-	0,40	0,20	-
	8 a 9	2	-	0,40	-	0,55	0,25	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-

Tabela 52 – Altura das vigas de bordo

Época de construção	Número de andares	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]	Teste chi-square [%]
< 1955	< 4	22	Beta	0,53	19	0,70	0,35	NS
	5 a 7	10	-	0,55	-	0,70	0,40	-
	8 a 9	0	-	-	-	-	-	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	< 4	45	Lognormal	0,56	18	0,90	0,35	NS
	5 a 7	139	Lognormal	0,47	25	0,90	0,30	NS
	8 a 9	50	Lognormal	0,42	29	1,00	0,30	NS
	> 10	1	-	0,55	-	-	-	-
1970 a 1983	< 4	5	-	0,45	-	0,60	0,40	-
	5 a 7	26	Beta	0,54	16	0,70	0,40	NS
	8 a 9	28	Lognormal	0,53	14	0,75	0,40	NS
	> 10	11	-	0,48	-	0,90	0,40	-
> 1983	< 4	0	-	-	-	-	-	-
	5 a 7	7	-	0,58	-	0,60	0,45	-
	8 a 9	2	-	0,40	-	0,40	0,40	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-

Tabela 53 – Largura das vigas de bordo

Época de construção	Número de andares	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]	Teste chi-square [%]
< 1955	< 4	22	Lognormal	0,26	32	0,46	0,15	NS
	5 a 7	10	-	0,28	-	0,35	0,15	-
	8 a 9	0	-	-	-	-	-	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	< 4	45	Lognormal	0,23	25	0,40	0,15	NS
	5 a 7	139	Lognormal	0,22	32	0,65	0,15	NS
	8 a 9	50	Lognormal	0,23	29	0,65	0,15	NS
	> 10	1	-	0,30	-	-	-	-
1970 a 1983	< 4	5	-	0,23	-	0,40	0,15	-
	5 a 7	26	Lognormal	0,26	21	0,46	0,20	NS
	8 a 9	28	Lognormal	0,20	19	0,30	0,15	NS
	> 10	11	-	0,18	-	0,30	0,15	-
> 1983	< 4	0	-	-	-	-	-	-
	5 a 7	7	-	0,19	-	0,20	0,15	-
	8 a 9	2	-	0,20	-	0,25	0,15	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-

Tabela 54 – Altura das vigas interiores

Época de construção	Número de andares	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]	Teste chi-square [%]
< 1955	< 4	22	Lognormal	0,48	20	0,70	0,35	NS
	5 a 7	10	-	0,52	-	0,70	0,40	-
	8 a 9	0	-	-	-	-	-	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	< 4	45	Lognormal	0,49	27	0,80	0,30	NS
	5 a 7	139	Lognormal	0,42	27	0,70	0,30	NS
	8 a 9	50	Lognormal	0,52	32	0,90	0,30	NS
	> 10	1	-	0,45	-	-	-	-
1970 a 1983	< 4	5	-	0,69	-	0,8	0,40	-
	5 a 7	26	Lognormal	0,48	16	0,70	0,40	NS
	8 a 9	28	Beta	0,49	13	0,60	0,40	NS
	> 10	11	-	0,50	-	0,55	0,40	-
> 1983	< 4	0	-	-	-	-	-	-
	5 a 7	7	-	0,51	-	0,55	0,50	-
	8 a 9	2	-	0,50	-	0,60	0,40	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-

Tabela 55 – Largura das vigas interiores

Época de construção	Número de andares	Número de edifícios	Distribuição de probabilidade	Média [m]	COV [%]	Máximo [m]	Mínimo [m]	Teste chi-square [%]
< 1955	< 4	22	Beta	0,28	20	0,40	0,20	NS
	5 a 7	10	-	0,32	-	0,45	0,20	-
	8 a 9	0	-	-	-	-	-	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-
1955 a 1970	< 4	45	Lognormal	0,25	29	0,45	0,15	NS
	5 a 7	139	Lognormal	0,22	19	0,35	0,10	NS
	8 a 9	50	Lognormal	0,23	45	0,50	0,15	NS
	> 10	1	-	0,30	-	-	-	-
1970 a 1983	< 4	5	-	0,29	-	0,30	0,25	-
	5 a 7	26	Lognormal	0,25	26	0,40	0,13	NS
	8 a 9	28	Lognormal	0,22	13	0,30	0,18	NS
	> 10	11	-	0,25	-	0,30	0,20	-
> 1983	< 4	0	-	-	-	-	-	-
	5 a 7	7	-	0,29	-	0,30	0,25	-
	8 a 9	2	-	0,23	-	0,25	0,20	-
	> 10	0	-	-	-	-	-	-

Anexo B – Identificação do edifício tipo

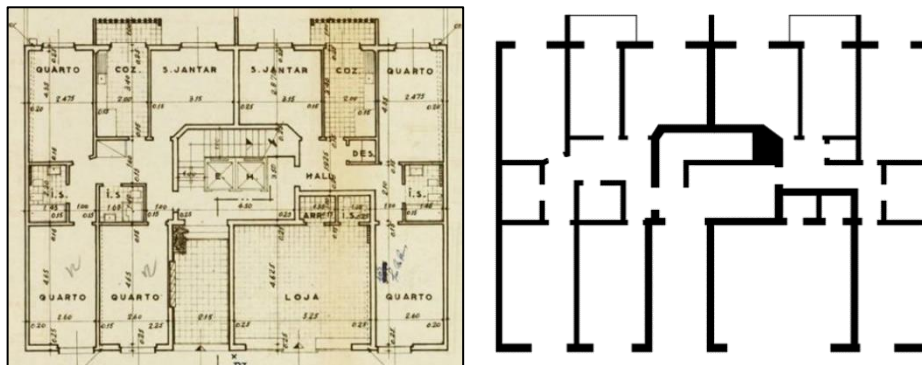


Figura 65 – Planta do primeiro piso do edifício tipo (à esquerda) e o respetivo traçado em AutoCAD (à direita)

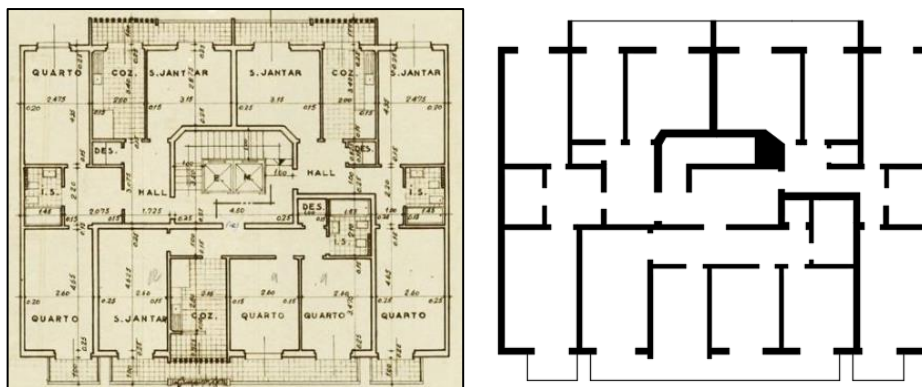


Figura 66 – Planta do segundo ao penúltimo piso do edifício tipo (à esquerda) e o respetivo traçado em AutoCAD (à direita)

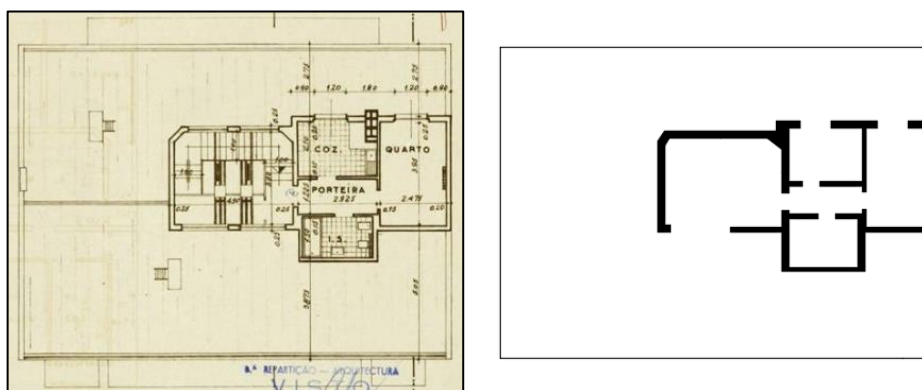


Figura 67 – Planta do último piso do edifício tipo (à esquerda) e o respetivo traçado em AutoCAD (à direita)

O prédio tipo localiza-se na Estrada dos Arneiros. 34-34^a 1500-052 Benfica

- Anos de construção: 1965;
- Tipo de estrutura: Betão armado;
- Tipo de configuração: Porticado;
- Tipo de ocupação: Misto (Maioritariamente por habitação);

- Andares: 6;
- Andares subterrâneos: 0;
- Andar vazado: Não;
- Material das fachadas: Evinel;
- Material das paredes divisórias: Alvenaria de tijolo;
- Material dos pavimentos: Mosaico hidráulico e tacos madeira;
- Material da cobertura: Telha;
- Altura do primeiro piso: 3,41m;
- Altura dos restantes pisos: 2,85;
- Regularidade em altura: Não;
- Regularidade em planta: Não;
- Laje: Maciça com 0,15m;
- Espessura das paredes exteriores: 0,25m e 0,20m;
- Espessura das paredes interiores: 0,15m e 0,10m;

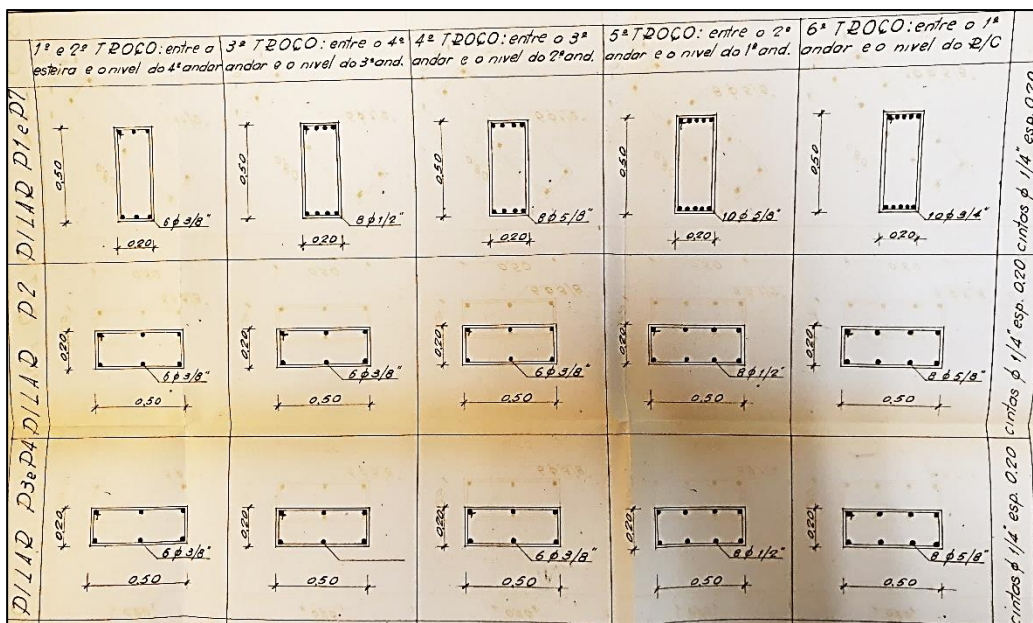


Figura 68 – Projeto de estruturas do edifício tipo (1/2)

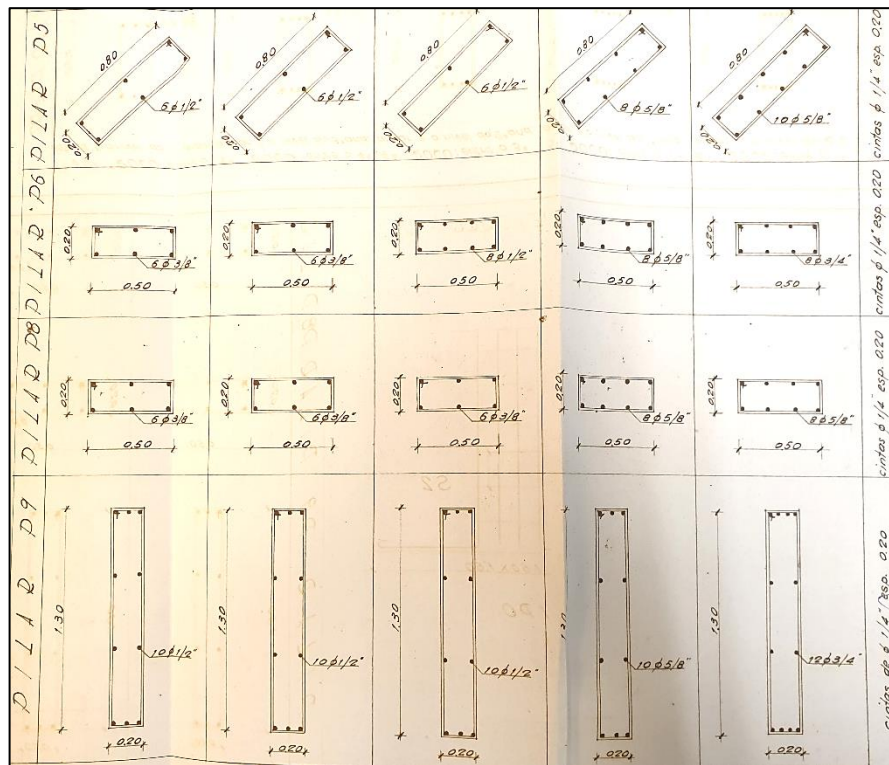


Figura 69 – Projeto de estruturas do edifício tipo (2/2)

Tabela 56 – Pormenorização dos pilares do primeiro piso

Pilar	Projeto	Disp.	B [m]	H [m]	Armadura Longitudinal	As [cm ²]	Área [m ²]	Percentagem As [%]	Armadura Transversal	Asw/s [cm ² /m]
1	P2	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59	fi 1/4" //0,2	1,58
2	P3	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
3	P3	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
4	P3	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
5	P3	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
6	P2	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
7	P7	y	0,20	0,50	10 fi 3/4"	28,70	0,10	2,87		1,58
8	P1	y	0,20	0,50	10 fi 3/4"	28,70	0,10	2,87		1,58
9	P8	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
10	P6	x	0,50	0,20	8 fi 3/4"	22,90	0,10	2,29		1,58
11	P6	x	0,50	0,20	8 fi 3/4"	22,90	0,10	2,29		1,58
12	P1	y	0,20	0,50	10 fi 3/4"	28,70	0,10	2,87		1,58
13	P9	y	0,20	1,30	12 fi 3/4"	34,40	0,26	1,32		1,58
14	P1	y	0,20	0,50	10 fi 3/4"	28,70	0,10	2,87		1,58
15	P1	y	0,20	0,50	10 fi 3/4"	28,70	0,10	2,87		1,58
16	P8	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
17	P8	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
18	P5	x-y	0,47	0,47	10 fi 5/8"	25,00	0,22	1,13		1,58
19	P5	x-y	0,47	0,47	10 fi 5/8"	25,00	0,22	1,13		1,58
20	P2	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
21	P3	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
22	P3	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
23	P4	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
24	P3	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
25	P3	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58
26	P2	x	0,50	0,20	8 fi 5/8"	15,90	0,10	1,59		1,58

Tabela 57 – Pormenorização das vigas do edifício tipo (1/2)

Vigas	B [m]	H [m]	Rec [m]	Armadura Transversal	A.Trans. [cm ²]
1	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
2	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
3	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
4	0,15	0,50	0,03	fi 1/4" //0,20	1,58
5	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
6	0,15	0,50	0,03	fi 1/4" //0,20	1,58
7	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
8	0,15	0,50	0,03	fi 1/4" //0,20	1,58
9	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
10	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
11	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
12	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
13	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
14	0,25	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
15	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
16	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27
17	0,20	0,50	0,03	fi 1/4" //0,25	1,27

Tabela 58 – Pormenorização das vigas do edifício tipo (2/2)

Vigas	Apoio				Meio-Vão				Total	
	Superior	Sup [cm ²]	Inferior	Inf [cm ²]	Superior	Sup [cm ²]	Inferior	Inf [cm ²]	Sup [cm ²]	Inf [cm ²]
1	5 fi 3/8"	3,56	2 fi 3/8"	1,43	2 fi 3/8"	1,43	5 fi 3/8"	3,56	4,99	4,99
2	5 fi 1/2"	6,33	2 fi 1/2"	2,53	2 fi 1/2"	2,53	5 fi 1/2"	6,33	8,87	8,87
3	4 fi 5/16"	1,98	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	4 fi 5/16"	1,98	2,97	2,97
4	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	1,98	1,98
5	6 fi 5/16"	2,97	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	6 fi 5/16"	2,97	3,96	3,96
6	3 fi 5/16"	1,48	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	3 fi 5/16"	1,48	2,47	2,47
7	5 fi 3/8"	3,56	2 fi 3/8"	1,43	2 fi 3/8"	1,43	5 fi 3/8"	3,56	4,99	4,99
8	4 fi 3/8"	2,85	2 fi 3/8"	1,43	2 fi 3/8"	1,43	4 fi 3/8"	2,85	4,28	4,28
9	5 fi 1/2" + 1 fi 1/16"	6,83	2 fi 1/2" + 1 fi 5/16"	3,03	2 fi 1/2" + 1 fi 5/16"	3,03	5 fi 1/2" + 1 fi 5/16"	6,83	9,86	9,86
10	5 fi 1/2" + 1 fi 5/16"	6,83	1 fi 5/16"	0,49	1 fi 5/16"	6,83	5 fi 1/2" + 1 fi 5/16"	0,49	13,66	0,99
11	7 fi 1/2"	8,87	2 fi 1/2"	2,53	2 fi 1/2"	2,53	7 fi 1/2"	8,87	11,40	11,40
12	4 fi 1/2"	5,07	2 fi 1/2"	2,53	2 fi 1/2"	2,53	4 fi 1/2"	5,07	7,60	7,60
13	3 fi 5/16"	1,48	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	3 fi 5/16"	1,48	2,47	2,47
14	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	2 fi 5/16"	0,99	1,98	1,98
15	6 fi 5/8"	11,88	2 fi 5/8"	3,96	2 fi 5/8"	3,96	6 fi 5/8"	11,88	15,83	15,83
16	3 fi 1/2"	3,80	2 fi 1/2"	2,53	2 fi 1/2"	2,53	3 fi 1/2"	3,80	6,33	6,33
17	2 fi 1/4"	0,63	2 fi 1/4"	0,63	2 fi 1/4"	0,63	2 fi 1/4"	0,63	1,27	1,27

Anexo C – Modelação do edifício tipo

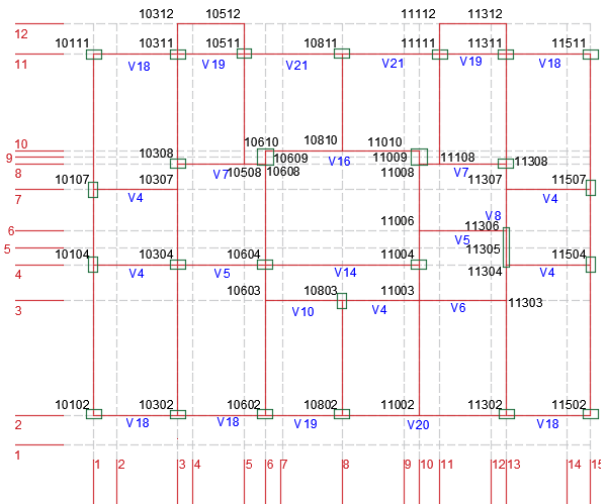


Figura 70 – Alinhamento do primeiro piso no modelo no OpenSees

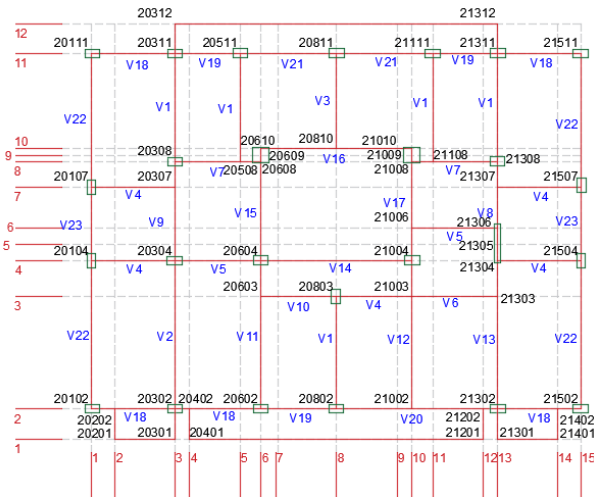


Figura 71 – Alinhamento do segundo ao penúltimo piso no modelo no OpenSees

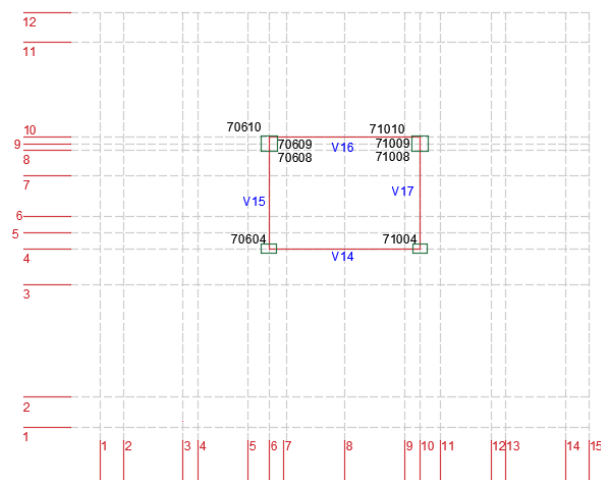


Figura 72 - Alinhamento do último piso no modelo no OpenSees

De seguida, apresenta-se um resumo do código escrito no OpenSees.:

```
#Criar um sistema tridimensional com 6 graus de liberdade
model basic -ndm 3 -ndf 6;

#Definição do pé-direito dos pisos (linha média das lajes)
set Hstory1 3.485; set Hstory2 3; set Floor0 0; set Floor1 [expr $Floor0 +
$Hstory1]; set Floor2 [expr $Floor1 + $Hstory2];

#Definição dos nós do piso 0 - piso térreo (repete-se para todos os pisos)
node 1000102 0 1 $Floor0

#Definição das fundações
fix 1000102 1 1 1 1 1 1

#Definição dos nós dos centros de massa de cada laje
node 70001 8.25 7 $Floor1

#Definição da rigidez no plano da laje
fix 70001 0 0 1 1 1 0

#Definição dos diafragmas rígidos - laje
rigidDiaphragm 3 70001 1010102 1010302 1010602 1010802 1011002
1011302 1011502 1010603 1010803 1011003 1011303 1010104 1010304 1010604
1011004 1011304 1011504 1011305 1011006 1011306 1010107 1010307 1011307
1011507 1010308 1010508 1010608 1011008 1011108 1011308 1010609 1011009
1010610 1010810 1011010 1010111 1010311 1010511 1010811 1011111 1011311
1011511

#Definição dos materiais
set matConCore 1
set matConCover 2
set matSteel 3

set fc1 28000; set ec1 0.002; set ecul 0.0035; set Ec1 15000000;
set ec2 0.002; set ecu2 0.0035; set Ec2 15000000;

uniaxialMaterial Concrete04 $matConCore -$fc1 -$ec1 -$ecul $Ec1;
uniaxialMaterial Concrete04 $matConCover -$fc1 -$ec2 -$ecu2 $Ec2;

set fy 400000; set fu 513000; set E0 210000000;
set eu 0.24; set eub [expr ($eu*0.7)];
set fysb [expr ($fy*0.6)]; set fub [expr ($fu*0.6)]; set Esb [expr ($E0-
($E0*0.4))];

set Epb [expr ($fub-$fysb)/($eub-$fysb/$Esb)];
set b 0.001;
set R0 15; set cR1 0.925; set cR2 0.15;

uniaxialMaterial Steel02 $matSteel $fysb $Esb $b $R0
$cR1 $cR2

#Definição das escoras diagonais - paredes E=3.3*Gw (repete-se a metodologia
para todas as paredes)
uniaxialMaterial Hysteretic 9001 0.330 1.21E-07 0.429 1.37E-06
0.009 6.85E-06 -330.25 -1.21E-04 -429.3202409 -1.37E-03 -8.59 -
6.85E-03 1 1 0 0 0

#Definição das secções de fibra
set ColTransfTag 1
set BeamXTransfTag 2
set BeamYTransfTag 3
geomTransf PDelta $ColTransfTag 0 1 0 ; # pilares
geomTransf Linear $BeamXTransfTag 0 0 1 ; # vigas X
geomTransf Linear $BeamYTransfTag 0 0 1 ; # vigas Y

#Repete-se para todos os pilares
set C7C8C12C14C15F01 101
```

```

section Fiber          $C7C8C12C14C15F01  -GJ 12385  {
patch quad  1  14  44  -0.07  -0.22  0.07  -0.22  0.07  0.22  -0.07
0.22  ;
patch quad  2  20  3   -0.10  -0.25  0.10  -0.25  0.07  -0.22  -0.07
-0.22  ;
patch quad  2  3   50  0.07   -0.22  0.10  -0.25  0.10  0.25  0.07
0.22  ;
patch quad  2  20  3   -0.07  0.22  0.07  0.22  0.10  0.25  -0.10
0.25  ;
patch quad  2  3   50  -0.10  -0.25  -0.07  -0.22  -0.07  0.22  -0.10
0.25  ;
layer straight 3  5   0.00287 -0.07  0.22  0.07  0.22  ;
layer straight 3  5   0.00287 -0.07  -0.22  0.07  -0.22  ;
};

set C1F1          44001
uniaxialMaterial Elastic  4001  12385
section Aggregator  44001  4001  T -section 102
element nonlinearBeamColumn 1110102 1000102 1010102 $np 44001  $ColTransfTag
-iter 50 1E-12;

#Repete-se para todas as vigas
set V1          201

section Fiber          $V1 -GJ          12385  {
patch quad  1  14  44  -0.07  -0.22  0.07  -0.22  0.07  0.22  -0.07
0.22  ;
patch quad  2  20  3   -0.10  -0.25  0.10  -0.25  0.07  -0.22  -0.07
-0.22  ;
patch quad  2  3   50  0.07   -0.22  0.10  -0.25  0.10  0.25  0.07
0.22  ;
patch quad  2  20  3   -0.07  0.22  0.07  0.22  0.10  0.25  -0.10
0.25  ;
patch quad  2  3   50  -0.10  -0.25  -0.07  -0.22  -0.07  0.22  -0.10
0.25  ;
layer straight 3  2   0.00249 -0.07  0.22  0.07  0.22  ;
layer straight 3  2   0.00249 -0.07  -0.22  0.07  -0.22  ;
};

set B1          55001
uniaxialMaterial Elastic  5001  12385
section Aggregator  55001  5001  T -section 201
element nonlinearBeamColumn 3124  1010308 1010311 $np $B1 $BeamYTransfTag -
iter 50 1E-12;

#Definição de elementos elásticos para os pilares
element elasticBeamColumn 3144  1010608 1010609 0.10  $E  $G  0.00099078
0.00208333  0.00033333  $BeamYTransfTag

#Definição da ligação das escoras aos pontos que correspondem aos nós viga-
pilar
element truss  100 1000104 1010102 1  9001
element truss  101 1000102 1010104 1  9002

#Definição das ligações entre prédios
rigidLink -bar 2011502 1010102

#Definição do registo dos modos de vibração
recorder Node -file $dataDir/Model.out -time -node 70001 70002 70003
70004 70005 70006 70007 -dof 1 2 6 "eigen1"

#Definição das massas
mass 70001 209.92 209.92 0.0001 0.0001 0.0001 7718.86

#Definição da análise modal
set numModes 6

```

```

set lambda [eigen -fullGenLapack $numModes]; set omega {}; set f {}; set T
{}; set pi 3.141593

foreach lam $lambda
lappend omega [expr sqrt($lam)]
lappend f [expr sqrt($lam)/(2*$pi)]
lappend T [expr (2*$pi)/sqrt($lam)]
}

set outFilename $dataDir/Periods.out
set outFileID [open $outFilename w]
puts $outFileID $T

#Definição das cargas graviticas
pattern Plain 1 Linear {
load 1010102 0.00 0.00 -54.08 0.00 0.00 0.00
}

set Tol 1.0e-8;
constraints Transformation;
numberer RCM;
system BandGeneral ;
test EnergyIncr $Tol 6 ;
algorithm Newton;
set NstepGravity 10;
set DGravity [expr 1./$NstepGravity];
integrator LoadControl $DGravity;
analysis Static;
analyze $NstepGravity;
loadConst -time 0.0

#Definição do registo da análise pushover
#Registo dos esforços
recorder Element -file $dataDir/$subDir/Forces_Columns_1.out -time -
ele 1110102 1110302 1110602 1110802 1111302 1111502 1110803 1110104
1110304 1110604 1111004 1111504 1111305 1110107 1111507 1110308 1111308
1110609 1111009 1110111 1110311 1110511 1110811 1111111 1111311 1111511
localForce;
#Registo dos deslocamentos
recorder Node -file $dataDir/$subDir/Def_70001.out -time -node
70001 -dof 1 2 disp;

#Definição da análise pushover (neste caso para a direção x)
pattern Plain 2 Linear {
load 70001 0.0359 0 0 0 0 0 ;
load 70002 0.0772 0 0 0 0 0 ;
load 70004 0.1593 0 0 0 0 0 ;
load 70003 0.1211 0 0 0 0 0 ;
load 70005 0.1881 0 0 0 0 0 ;
load 70006 0.2059 0 0 0 0 0 ;
load 70007 0.2126 0 0 0 0 0 ;
}

set IDctrlNode 70007;
set IDctrlDOF 1;
set Drift 0.5;
set NstepPushover 100;
set DPushover [expr $Drift*(1)/$NstepPushover];

constraints Transformation;
numberer Plain;
system UmfPack;
test NormDispIncr 1e-3 1000 1
algorithm KrylovNewton;
integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $DPushover;
analysis Static;
analyze $NstepPushover;

```

Tabela 59 – Definição dos pilares para o modelo no OpenSees

	Piso	Arm. Longitudinal	B [m]	H [m]	As,tot [cm ²]	Mr1 [KNm]	Mr2 [KNm]	Mrd.eq,1 [KNm]	Mrd.eq,2 [KNm]
1º Troço	6-5	6 fi 1/2"	0,20	0,80	7,60	87	19	75	48
2º Troço	5-4	6 fi 1/2"	0,20	0,80	7,60	87	19	75	48
3º Troço	4-3	6 fi 1/2"	0,20	0,80	7,60	87	19	75	48
4º Troço	3-2	6 fi 1/2"	0,20	0,80	7,60	87	19	75	48
5º Troço	2-1	8 fi 5/8"	0,20	0,80	15,90	181	43	158	97
6º Troço	1-RCH	10 fi 5/8"	0,20	0,80	19,90	207	53	183	109

Tabela 60 – Definição das armaduras dos pilares para o modelo no OpenSees

	Piso	KN [KN]	v	U _y	U _z	w	As,eq [cm ²]	As,eq/2 [cm ²]	Arm. Longitudinal no modelo	As,eq [cm ²]
1º Troço	6-5	140	0,05	0,055	0,035	0,19	15,91	7,95	3 fi 20	9,42
2º Troço	5-4	280	0,10	0,055	0,035	0,19	15,91	7,95	3 fi 20	9,42
3º Troço	4-3	420	0,14	0,055	0,035	0,19	15,91	7,95	3 fi 20	9,42
4º Troço	3-2	560	0,19	0,055	0,035	0,19	15,91	7,95	3 fi 20	9,42
5º Troço	2-1	700	0,24	0,116	0,071	0,28	23,45	11,72	4 fi 20	12,57
6º Troço	1-RCH	840	0,29	0,134	0,080	0,37	30,98	15,49	5 fi 20	15,71

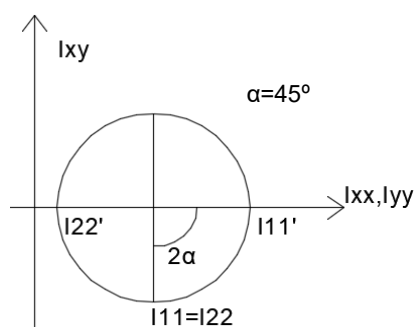


Figura 73 – Círculo de Mohr para o cálculo da inércia dos pilares equivalentes

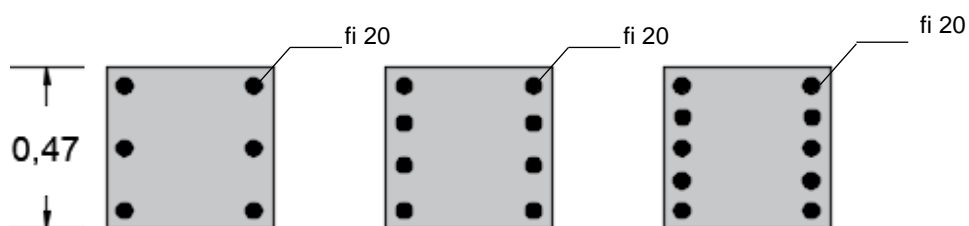


Figura 74 – Pormenorização dos pilares equivalentes

Anexo D – Avaliação do desempenho sísmico

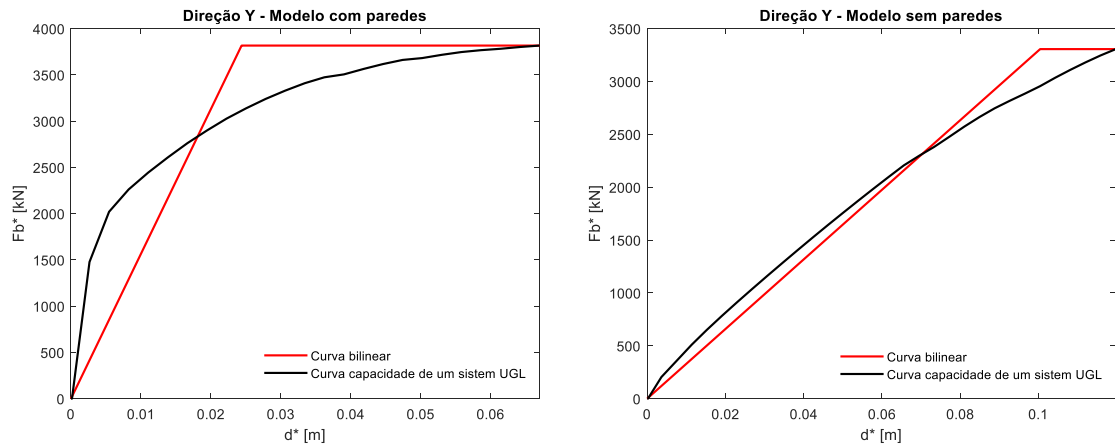


Figura 75 – Curvas bilineares para o modelo com e sem paredes na direção Y

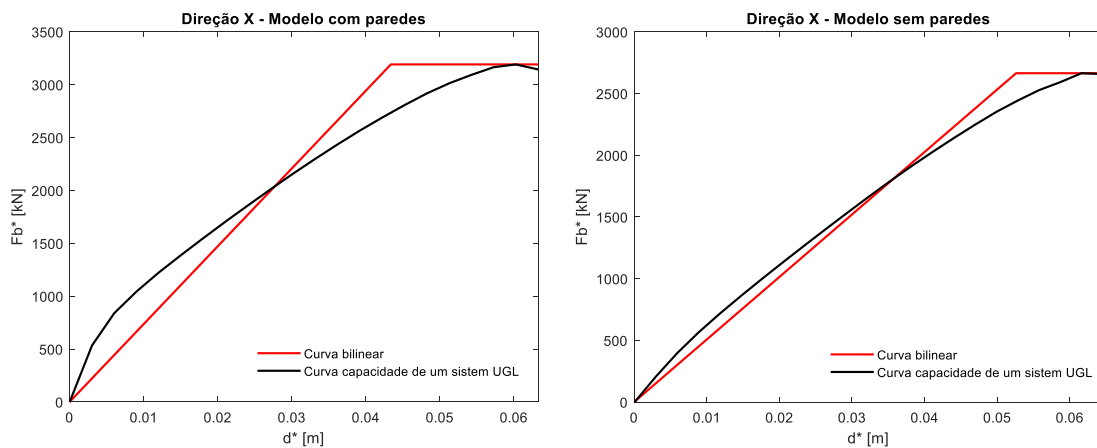


Figura 76 – Curvas bilineares para o modelo com e sem paredes na direção X

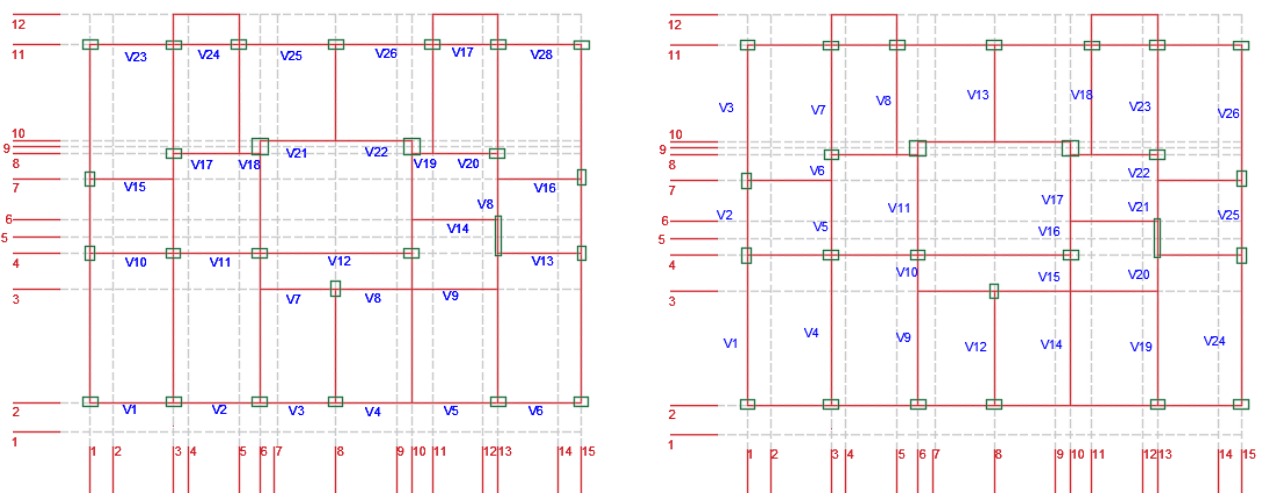


Figura 77 – Identificação das vigas no alinhamento longitudinal em planta (à esquerda); Identificação das vigas no alinhamento transversal em planta (à direita)

Tabela 61 – Verificação de mecanismos nas vigas nos alinhamentos longitudinais (1/2)

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14
Piso 1	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,37	0,31	0,38	0,23	0,26	0,38	0,20	0,21	0,40	0,16	0,71	0,06	0,02
Piso 2	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,04	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,33	0,25	0,30	0,12	0,15	0,32	0,08	0,09	0,40	0,36	0,69	0,16	0,20
Piso 3	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,12	0,08	0,04	0,04	0,04	0,05	0,03	0,05	0,11	0,10	0,12	0,04	0,07
	V_{Ed}/V_R	0,35	0,14	0,13	0,07	0,10	0,07	0,04	0,26	0,13	0,27	0,33	0,28	0,23
Piso 4	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,10	0,09	0,05	0,04	0,04	0,05	0,04	0,04	0,09	0,08	0,11	0,04	0,06
	V_{Ed}/V_R	0,41	0,28	0,33	0,40	0,45	0,39	0,17	0,05	0,20	0,30	0,36	0,35	0,19
Piso 5	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,09	0,09	0,04	0,04	0,04	0,06	0,04	0,03	0,09	0,08	0,10	0,04	0,05
	V_{Ed}/V_R	0,15	0,13	0,17	0,32	0,36	0,13	0,07	0,12	0,19	0,11	0,14	0,18	0,06
Piso 6	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,09	0,08	0,03	0,04	0,03	0,06	0,04	0,02	0,08	0,08	0,09	0,04	0,05
	V_{Ed}/V_R	0,01	0,01	0,03	0,17	0,19	0,04	0,03	0,14	0,17	0,03	0,02	0,06	0,02

Tabela 62 – Verificação de mecanismos nas vigas nos alinhamentos longitudinais (2/2)

	V15	V16	V17	V18	V19	V20	V21	V22	V23	V24	V25	V26	V27	V28
Piso 1	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,19	0,16	0,59	0,31	0,31	0,41	0,02	0,03	0,39	0,46	0,52	0,51	0,46
Piso 2	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,03	0,01	0,01	0,01	0,03
	V_{Ed}/V_R	0,05	0,06	0,76	0,40	0,41	0,53	0,12	0,18	0,36	0,35	0,35	0,34	0,37
Piso 3	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,06	0,04	0,11	0,27	0,03	0,15	0,04	0,03	0,09	0,03	0,01	0,01	0,06
	V_{Ed}/V_R	0,13	0,11	0,62	0,32	0,48	0,59	0,26	0,37	0,36	0,26	0,23	0,16	0,18
Piso 4	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,04	0,03	0,13	0,18	0,17	0,13	0,04	0,03	0,07	0,03	0,01	0,01	0,07
	V_{Ed}/V_R	0,18	0,17	0,49	0,24	0,65	0,79	0,24	0,30	0,45	0,45	0,50	0,52	0,37
Piso 5	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,04	0,04	0,11	0,17	0,18	0,14	0,04	0,03	0,06	0,03	0,01	0,01	0,07
	V_{Ed}/V_R	0,06	0,06	0,07	0,01	0,50	0,59	0,12	0,11	0,21	0,29	0,35	0,35	0,19
Piso 6	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,04	0,04	0,11	0,17	0,16	0,14	0,04	0,03	0,05	0,02	0,01	0,01	0,06
	V_{Ed}/V_R	0,02	0,01	0,10	0,07	0,29	0,34	0,05	0,02	0,04	0,11	0,15	0,14	0,01

Tabela 63 – Verificação de mecanismos nas vigas nos alinhamentos transversais (1/2)

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13
Piso 1	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,01	0,01	0,02	0,01	0,03	0,13	0,04	0,01	0,06	0,11	0,01	0,01
Piso 2	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,01	0,03	0,02	0,02	0,08	0,25	0,06	0,01	0,09	0,16	0,01	0,01
Piso 3	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,03	0,05	0,05	0,01	0,03	0,29	0,11	0,03	0,08	0,18	0,06	0,01
Piso 4	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,03	0,05	0,06	0,01	0,03	0,13	0,08	0,01	0,04	0,06	0,01	0,01
Piso 5	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,07	0,05	0,01	0,03	0,01	0,03	0,02
Piso 6	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,01	0,02	0,03	0,01	0,03	0,04	0,03	0,01	0,02	0,01	0,03	0,02

Tabela 64 – Verificação de mecanismos nas vigas nos alinhamentos transversais (2/2)

	V14	V15	V16	V17	V18	V19	V20	V21	V22	V23	V24	V25	V26
Piso 1	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,04	0,09	0,08	0,04	0,01	0,01	0,02	0,04	0,14	0,03	0,01	0,01
Piso 2	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,07	0,15	0,12	0,09	0,02	0,01	0,03	0,09	0,25	0,05	0,01	0,01
Piso 3	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,07	0,03	0,20	0,03	0,02	0,01	0,09	0,03	0,37	0,10	0,01	0,01
Piso 4	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,04	0,03	0,12	0,02	0,03	0,01	0,07	0,07	0,19	0,07	0,01	0,01
Piso 5	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,03	0,07	0,10	0,05	0,05	0,02	0,05	0,07	0,11	0,05	0,01	0,01
Piso 6	$\theta/0.75\theta_{um}$	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	V_{Ed}/V_R	0,02	0,08	0,07	0,06	0,04	0,02	0,05	0,05	0,06	0,03	0,01	0,01