

# Edifícios existentes de betão armado em Benfica, Lisboa – Caracterização estrutural e avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo

Existing reinforced concrete buildings in Benfica, Lisbon – Structural characterization and seismic safety assessment of a typical building

Valter Xavier  
Rita Couto  
Rita Bento

## Resumo

À semelhança de muitos países europeus, o território português é uma região de sismicidade moderada e grande parte do seu parque habitacional é constituído por edifícios de betão armado (BA) construídos entre 1950 e 1983. Este período de construção é caracterizado pelo dimensionamento de edifícios com base em regulamentos sem ou com disposições sísmicas simplificadas, conduzindo a edifícios vulneráveis. Dado que o conhecimento estrutural do parque habitacional é fundamental para estimar a vulnerabilidade sísmica dessa zona, as propriedades estruturais dos edifícios de BA localizados em Benfica foram recolhidas, agrupadas numa base de dados e submetidas a um tratamento estatístico. De seguida, foi seleccionado o edifício mais representativo da análise, modelado e calibrado a partir de resultados de teste de vibração ambiental. A avaliação e a verificação de segurança sísmica foram realizadas conforme os procedimentos dispostos na Parte 3 do Eurocódigo 8 (Anexo A) e respetivo Anexo Nacional. Por fim, dimensionou-se uma solução de reforço sísmico com base nas vulnerabilidades estruturais detetadas.

## Abstract

Portugal, as many European countries, is significantly prone to seismic hazard. Moreover, reinforced concrete (RC) buildings built between 1950 and 1983 are a large part of the residential building stock of most Portuguese cities. This construction period marks a time in which RC buildings were designed following codes without or only simplified seismic provisions, thus leading, most likely, to seismic vulnerabilities. Considering that a proper structural knowledge regarding the building stock of a certain city is crucial to estimate its seismic vulnerability, the structural properties of RC buildings located in Benfica were gathered, then combined in a database and later subjected to a statistical processing. Following this assessment, the most representative building was selected, modelled, and calibrated from the results of in situ ambient vibrations tests. The seismic assessment and its safety verification were performed in accordance with the procedures set out in Part 3 of Eurocode 8 (Annex A) and its National Annex. Finally, a retrofitting solution was designed based on the structural deficiencies identified in the previous assessment.

**Palavras-chave:** Caracterização estrutural / Edifícios de betão armado / Avaliação sísmica / Análise estática não-linear / Vulnerabilidade sísmica / Reforço sísmico

**Keywords:** Structural characterization / Reinforced concrete buildings / Seismic assessment / Non-linear static analysis / Seismic vulnerability / Seismic retrofit

## Valter Xavier

Mestre em Engenharia Civil  
Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
valter.xavier@tecnico.ulisboa.pt

## Rita Couto

Aluna de Doutoramento em Engenharia Civil  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
rita.g.couto@tecnico.ulisboa.pt

## Rita Bento

Professora Catedrática  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
rita.bento@tecnico.ulisboa.pt

## Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

## Legal notice

*The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.*

XAVIER, V., [et al.] – Edifícios existentes de Betão Armado em Benfica, Lisboa – Caracterização estrutural e avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 31-46.

## 1 Introdução

A atividade sísmica em Portugal tem sido encarada com alguma passividade, apesar de ter marcado negativamente a história do país devido às elevadas perdas de vidas humanas e de bens materiais [1]. Nas últimas quatro décadas do século XX registou-se um crescimento demográfico substancial na cidade de Lisboa que levou à construção de um elevado número de edifícios residenciais numa época em que os regulamentos construtivos dispunham pouca ou nenhuma informação relativa ao dimensionamento de estruturas sujeitas à ação sísmica [2]. Em Portugal, os primeiros regulamentos a considerar disposições sísmicas simples foram o RSCCS [3] e o RSEP [4], sendo que apenas em 1983 foi introduzido o REBAP [5] aplicado em conjunto com o RSA [6], o primeiro regulamento que estabelecia requisitos de desempenho sísmico adequados e restritivos. Tendo em conta que existe uma grande percentagem de edifícios em Lisboa construídos antes de 1983 é premente a necessidade de os identificar, caracterizar e avaliar a sua capacidade resistente [2]. Neste contexto, destacam-se os edifícios porticados de betão armado construídos entre 1960 e 1980 uma vez que apresentam diversas vulnerabilidades sísmicas, tais como elementos estruturais pouco dúcteis e com baixa capacidade de dissipação de energia, irregularidades em altura e planta, presença de suporte indireto viga-viga, percentagem de armadura longitudinal e transversal insuficientes e, principalmente para os edifícios construídos até à década de 70, armaduras lisas [7], [8].

A melhoria da resiliência ao risco sísmico de centros urbanos é uma atividade desafiante, mas necessária para a mitigação do impacto dos sismos nos mesmos. Avaliar a vulnerabilidade sísmica de um número elevado de edifícios singulares, à microescala, é uma estratégia apropriada, contudo requer um enorme esforço computacional e de recursos humanos. Em alternativa, é possível fazer uma avaliação expedita da resistência sísmica do parque edificado, analisando um número limitado de edifícios considerados representativos de todo o edificado, realizar análises mais avançadas e estender os resultados obtidos a todo o centro urbano, desenvolvendo metodologias para a avaliação da resiliência sísmica do parque edificado, à macroescala. Desta forma, é necessário identificar as zonas mais vulneráveis à ação sísmica e definir áreas de prioridade de intervenção.

Bal *et al.*, (2008) [9], procedeu à caracterização do edificado de betão armado na região de Marmara, na Turquia, para o uso de modelos de avaliação de risco e perdas (incluindo o estudo do efeito das soluções de reparação e reforço). Silva *et al.* (2015) [10], analisou um conjunto de desenhos estruturais de edifícios de betão armado em Portugal, de forma a estimar a distribuição probabilística de um conjunto de parâmetros e gerar pórticos capazes de reproduzir as características estruturais do edificado português. Este estudo permitiu desenvolver um conjunto de funções e modelos de vulnerabilidade para as diferentes propriedades e tipologias das estruturas analisadas. Vicente *et al.* (2015) [11], procedeu à caracterização tipológica e construtiva do património do Bairro Ribeirinho em Faro, com o objetivo de avaliar a vulnerabilidade sísmica do bairro. Furtado *et al.* (2015) [12], analisou um conjunto de edifícios de BA com paredes de alvenaria em Portugal e cruzou os dados observados com estudos realizados ao longo do país, de Itália e da Turquia. Este estudo permitiu também comparar as

caraterísticas dos edifícios observados em função da distribuição do edificado, do ano de construção e as épocas das implementações de regulamentos.

Com base nos trabalhos elaborados por estes autores, procedeu-se à caracterização estrutural dos edifícios de betão armado na freguesia de Benfica em Lisboa e ao armazenamento da informação recolhida numa base de dados. De seguida elaborou-se uma análise estatística detalhada com vista a contribuir para a caraterização da vulnerabilidade sísmica do edificado existente de BA à macroescala e, simultaneamente, selecionar um edifício representativo e proceder à avaliação do seu desempenho sísmico de acordo com a Parte 3 do EC8 [13].

A avaliação sísmica de um determinado parque habitacional pode ter vários fins como, por exemplo, traçar um mapa de vulnerabilidade sísmica, melhorar o controlo dos danos provocados por sismos nos edifícios e identificar os casos mais condicionantes para, possivelmente, dimensionar uma solução de reforço [14].

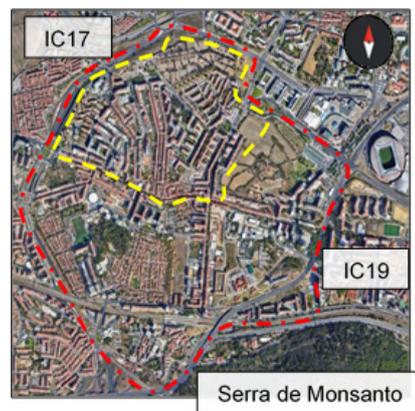
Em 2021, a Câmara Municipal de Lisboa, lançou o programa ReSist [15], um Programa Municipal de Promoção de Resiliência Sísmica, para o parque edificado privado, municipal e infraestruturas urbanas municipais, sendo que, como o próprio nome indica, o programa ReSist tem como objetivo principal melhorar a resiliência ao risco sísmico na Cidade de Lisboa. O trabalho aqui apresentado insere-se em várias das ações específicas definidas no programa ReSist [15] com vista à concretização dos objetivos estratégicos e operacionais do Programa, destacando-se, em particular, as ações seguintes:

- EP1/EM1 – Avaliação expedita da resistência sísmica do parque edificado;
- EP2/EM2/IM3 – Identificação de fontes de complemento de informação;
- EP3/EM3 – Produção de cartografia de vulnerabilidade sísmica do parque edificado;
- EP4/EM4 – Atualização da metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios singulares, à microescala.

## 2 Caraterização do parque habitacional – Freguesia de Benfica

Com o intuito de caracterizar o parque habitacional da freguesia de Benfica, recolheram-se todas as propriedades estruturais dos edifícios de betão armado construídos antes de 1983 através dos projetos e plantas disponíveis no Arquivo Municipal de Lisboa, procedendo de seguida ao armazenamento da informação numa base de dados. Na Figura 1 apresenta-se o mapa da freguesia de Benfica (delimitada a traço-interrompido encarnado) e a zona de recolha de informação (delimitada a traço-interrompido amarelo). A execução de levantamento de dados é um processo moroso e complexo, pelo que se restringiu a zona de recolha de informação para metade do parque habitacional, devido à grande dimensão da freguesia de Benfica.

Neste processo foram analisados 813 números de obra no total, sendo que 161 números de obra não têm qualquer informação disponível no Arquivo Municipal de Lisboa.



a)



b)

**Figura 1** Zona de Benfica delimitada a traço-interrompido encarnado (a) e zona de recolha de informação delimitada a traço-interrompido amarelo (b)

Os dados recolhidos na zona identificada na Figura 1 foram agrupados no ArcGIS [16] numa base de dados em modelo vetorial de forma temática e lógica em função das especificações pretendidas.

A Tabela 1 apresenta a descrição das categorias que foram adicionadas à base de dados.

Cada conjunto de atributos foi sujeito a diferentes distribuições probabilísticas (normal, lognormal, exponencial, gamma, beta e weibull) e os parâmetros de probabilidade estatísticos foram obtidos através do princípio de máxima verosimilhança. De forma a consolidar a aproximação, calculou-se a média e o coeficiente de variação (COV), que quantifica a dispersão dos dados de uma amostra. Por fim, avaliou-se 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 %.

Uma boa aproximação de distribuição de probabilidades requer uma amostra significativa. Assim, para os atributos em que se obteve uma amostra reduzida e, por consequência, uma amostra de dimensão não válida, não se aplicou nenhuma distribuição de probabilidade.

De seguida apresenta-se o tratamento estatístico da amostra obtida (que corresponde a todos os edifícios que contêm informação disponível no Arquivo Municipal de Lisboa) para cada atributo

descrito na Tabela 1, sendo que, em alguns casos, os resultados foram comparados com alguns dos valores indicados no Eurocódigo 2 (EC2) [17] e com outros estudos semelhantes a este.

**Tabela 1** Frequência de referência dos blocos

Categoria	Atributos
Informação genérica	Número de obra, ano de construção, tipo de ocupação (residencial, comercial ou misto)
Características estruturais globais	Número de pisos (elevados e subterâneos), altura do primeiro e restantes pisos, materiais utilizados, tipo de estrutura, classe de betão e aço empregues, tipo de configuração (pórtico ou misto), tipo de laje e a sua espessura
Características estruturais específicas dos elementos de betão armado (pilares, paredes e vigas)	Pormenorização das secções dos elementos estruturais, quantidade de armadura longitudinal e transversal, piso onde ocorrem as mudanças de secção transversal e de armadura
Irregularidades	Presença de pisos vazados e/ou irregularidades em planta ou altura, e o piso da irregularidade

## 2.1 Características dos materiais de construção

A caracterização dos materiais empregues na construção do edificado é importante, pois permite comparar os diferentes materiais entre si e definir as relações constitutivas para a análise estrutural (por exemplo, as relações constitutivas para o betão e o aço), ou o valor das cargas verticais. Esta caracterização foi a única realizada sem aproximação de uma distribuição de probabilidade, uma vez que não se trata de uma categoria numérica.

As paredes divisórias interiores são frequentemente de alvenaria de tijolo. Quanto aos materiais não estruturais aplicados nas fachadas dos edifícios, destacam-se: o Evinel e o Marmorite. O pavimento mais recorrente é o mosaico hidráulico para as cozinhas e instalações sanitárias, incluindo os tacos de madeira para os quartos e salas. Em relação aos materiais estruturais, é importante referir que poucos edifícios 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 para os edifícios construídos até à década de 70.

## 2.2 Caracterização geral do parque habitacional

Numa primeira fase dividiram-se os edifícios pelo tipo de configuração estrutural: pórtico (constituído apenas por pilares, vigas e lajes) e misto pórtico-parede resistente (constituído por pilares, vigas, lajes e paredes estruturais). É importante referir que a classificação usada para edifício misto não é exatamente a definida na Parte 1 do Eurocódigo 8 [30]; considerou-se edifício misto, todo

o edifício que tivesse pelo menos uma parede resistente de BA, em pelo menos uma das direções. 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 dos pórticos (vigas e pilares). Esta informação é importante porque permite comparar e identificar as diferenças do tipo de estrutura em função do ano de construção e do número de pisos. É expectável que os edifícios mais altos tenham estrutura mista, de forma a tirar partido dos benefícios do efeito de pórtico-parede em altura. Simultaneamente, espera-se que exista um maior número de edifícios antigos do tipo pórtico em relação aos edifícios do tipo misto, uma vez que, ao longo do tempo, ocorreram alterações nos regulamentos estruturais, evoluindo com a necessidade de se construir em altura (de forma a aproveitar as áreas de implantação dentro das cidades) e com a evolução do conhecimento.

No total de edifícios analisados e através dos respetivos projetos de estrutura, observou-se que cerca de 64 % correspondem a edifícios do tipo pórtico e 36 % correspondem a edifícios do tipo misto. A Figura 2 apresenta o mapa temático do edificado analisado em função do tipo de configuração estrutural (encarnado para os edifícios do tipo pórtico, azul para os edifícios do tipo misto e cinzento para os edifícios sem dados).

De seguida, na Figura 3 apresenta-se o agrupamento dos edifícios em função do número de pisos: edifícios com menos de 4 pisos, com 5 a 7 pisos, com 8 a 9 pisos e ainda com ou mais de 10 pisos.

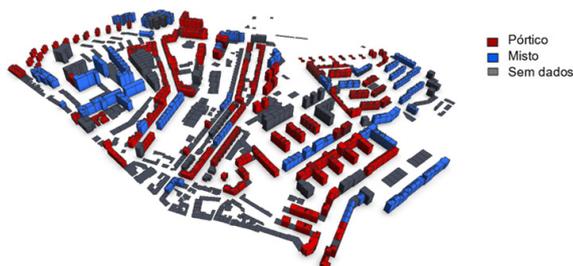
Por fim, agruparam-se os edifícios em função do ano de construção através da criação de 4 categorias, à semelhança de outros estudos [18], ou seja: edifícios construídos antes do ano de 1955 (ano de construção do edifício mais antigo observado), edifícios construídos entre o ano de 1955 e 1970 (época que começam a surgir os primeiros edifícios de betão armado regulados pelo RSCCS [3]), edifícios construídos entre o ano de 1970 e 1983 (época de construção após o surgimento do REBA [19] aplicado com o RSEP [4]) e edifícios construídos depois do ano de 1983 (época de construção associada à introdução de regulamentos de dimensionamento que consideravam as ações sísmicas – RSA e REBAP [5], [6]).

Esta informação é extremamente importante pois o conhecimento do ano de construção de um edifício permite estimar o código utilizado no seu dimensionamento, relacionar as exigências do regulamento estimado com as características do edificado e determinar o nível de pormenorização e ductilidade dos seus elementos estruturais.

A Figura 4 apresenta o mapa do edificado analisado em função do ano de construção. A maioria dos edifícios foi construída entre 1955 e 1970 (69 % dos edifícios analisados), seguida da época entre 1970 e 1983 (18 % dos edifícios analisados), enquanto uma minoria foi construída antes de 1955 (9 % dos edifícios analisados) e depois de 1983 (4 % dos edifícios analisados).

A Figura 5a apresenta a análise do número de edifícios em função da época de construção e do tipo de configuração estrutural. Estes resultados permitem realçar a conclusão anterior que o pico de construção na zona de levantamento ocorreu entre 1955 e 1970, com ênfase nos edifícios do tipo pórtico. Este resultado demonstra a vulnerabilidade sísmica do edificado nesta zona, uma vez que foram

dimensionados de acordo com regulamentos que contemplavam de forma simplificado o efeito da ação sísmica nas estruturas de betão armado. Por outro lado, confirma-se que o número de edifícios construídos nesta zona de levantamento após 1983 é bastante reduzido.



**Figura 2** Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função do tipo de configuração

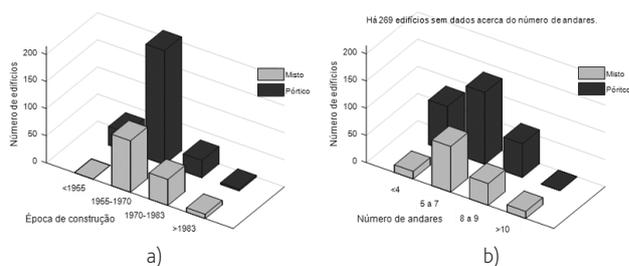


**Figura 3** Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função do número de andares



**Figura 4** Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função das épocas de construção

A Figura 5b apresenta a análise do número de edifícios em função do número de andares e do tipo de configuração estrutural. A maioria dos edifícios com menos de 7 andares correspondem a estruturas do tipo de pórtico (39 % dos edifícios analisados), enquanto a generalidade dos edifícios com mais de 10 andares correspondem apenas a estruturas mistas (2 % dos edifícios analisados), sendo que, como previsto anteriormente para edifícios mais altos há uma tendência de adotar o tipo de estrutura mista. Neste contexto, concluiu-se que a área de levantamento de dados de Benfica apresenta um número substancial de edifícios do tipo pórtico com 5 a 7 andares, construídos entre o ano de 1955 e 1970.



**Figura 5** Histogramas da análise estatística do número de edifícios em função da época de construção e tipo de configuração estrutural (a); e do número de andares e tipo de configuração estrutural (b)

### 2.3 Altura entre pisos

Relativamente à altura entre pisos, registou-se separadamente a altura do primeiro piso e a altura dos restantes pisos elevados, uma vez que é bastante comum encontrar edifícios com um pé direito superior no primeiro piso, devido à necessidade de espaços abertos para comércio ou garagens.

Pela Tabela 2 observa-se que os dados referentes à altura do primeiro piso seguem uma distribuição lognormal com uma altura média de 3,30m e um coeficiente de variação (COV) igual a 25 % para os edifícios do tipo de configuração misto, enquanto para uma configuração do tipo pórtico seguem uma distribuição gamma com uma altura média de 3,60 m e um COV de 18 %. Relativamente à altura dos restantes pisos elevados, os dados seguem uma distribuição lognormal com uma altura média de 2,85 m e um COV de 8 %, independentemente do tipo de configuração estrutural. Note-se que em nenhuma das análises, o teste chi-square foi satisfeito para cada um dos níveis de significância.

**Tabela 2** Análise estatística da altura dos pisos em função do tipo de configuração

Tipo de configuração		Distribuição	Altura média [m]	COV [%]	Chi-square [%]
Misto	Piso térreo	Lognormal	3,30	25	NS
	Pisos elevados	Lognormal	2,80	5	NS
Pórtico	Piso térreo	Gamma	3,60	18	NS
	Pisos elevados	Lognormal	2,90	11	NS

\* NS – Não Satisfaz

### 2.4 Espessura das lajes

No estudo deste atributo decidiu-se separar a amostra no tipo de estrutura com o objetivo de avaliar possíveis diferenças entre si. Em relação à espessura das lajes em edifícios do tipo misto, o melhor ajuste para esta amostra foi a uma distribuição gamma com uma

média de 0,155 m e um COV de 18 %, enquanto em edifícios do tipo pórtico, o melhor ajuste foi a uma distribuição lognormal com uma média de 0,153 m e um COV de 21 %, sendo que, em nenhuma das análises, o teste chi-square foi satisfeito para cada um dos níveis de significância e portanto, não se consideram adequadas. Estes resultados sugerem que não existem diferenças significativas no valor de espessura das lajes de BA entre os dois tipos de configuração estrutural.

A Figura 6 apresenta os dados observados relativos à espessura das lajes de todos edifícios de BA. Note-se que no âmbito da análise estatística a este atributo não foi possível aproximar nenhuma distribuição de probabilidades face à concentração destes resultados a três valores na mesma amostra. Analisando o histograma representado na Figura 6, é possível constatar que a espessura média das lajes dos edifícios de Benfica é de 0,15m e um COV de 20 %, sendo que, destacam-se os seguintes valores: 0,125 m, 0,145 m e 0,20 m. De acordo com um estudo semelhante realizado a edifícios de BA em Portugal [10], as lajes de edifícios construídos antes de 1983 têm uma espessura média de 0,17m e um COV de 19 %, pelo que se considera o resultado obtido coerente com estes.

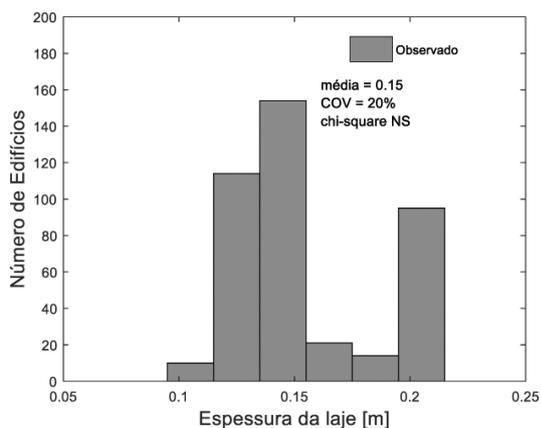


Figura 6 Histogramas da análise estatística do número de edifícios em função da espessura da laje

## 2.5 Dimensões das secções dos elementos estruturais

Relativamente às dimensões das secções dos elementos estruturais os dados observados foram analisados em função do número de pisos e a época de construção, respetivamente, de cada edifício, sendo que, à semelhança do trabalho realizado por Silva *et al.* em 2015 [10], durante a recolha de informação verificou-se, frequentemente, que os pórticos de BA de um determinado edifício foram os únicos elementos estruturais a serem considerados para a capacidade resistente lateral no dimensionamento. Este tipo de abordagem permitia desprezar todos os elementos que fossem construídos principalmente para estética ou como suporte para elementos secundários (como por exemplo, as varandas).

No que diz respeito ao comprimento da secção (maior dimensão) de cada pilar, os resultados obtidos indicam uma forte influência no

valor das suas dimensões, e consequentemente da área da secção transversal, em função do número de pisos e da época de construção. A dependência da secção dos pilares com a altura do edifício deve-se, certamente, aos valores das cargas axiais, mais elevados em edifícios mais altos, o que, consequentemente, leva a pilares de maiores secções. Quanto à época de construção, o aumento da área da secção dos pilares deve-se, provavelmente, à implementação de regulamentos mais exigentes ao longo do tempo (como observado também na análise realizada à altura das vigas).

No que diz respeito à largura da secção (menor dimensão) de cada pilar, observou-se um comportamento ligeiramente diferente, ou seja, não se verificou diferenças significativas na largura dos pilares entre edifícios com diferente número de pisos. De facto, durante a recolha de informação verificou-se que a maioria dos pilares dos edifícios eram dimensionados apenas para suportar o momento de flexão numa única direção e, portanto, a largura dos pilares era previamente definida num pequeno intervalo de valores, uma vez que se supunha que estes elementos estruturais não teriam de resistir a qualquer momento de flexão significativo nesta direção. Após a implementação do regulamento sísmico de 1983 começou-se a consideração maiores esforços de dimensionamento e para ambas as direções principais do edifício, levando a pilares com secções cada vez maiores (comprimento e largura) em função do número de pisos.

Quanto à recolha de informação das secções das vigas, não se verificaram diferenças significativas na análise estatística dos dados observados em função da época de construção e do número de pisos. Isto deve-se, provavelmente, ao facto de o dimensionamento da altura da viga ser influenciado por exigências arquitetónicas (cumprir o pé-direito útil de um piso para residência) e a largura da viga ser influenciada pela espessura das paredes.

Por fim, é de interesse destacar que as vigas dos edifícios mais recentes apresentam uma enorme variedade de secções, enquanto para os edifícios mais antigos (sensivelmente antes de 1970) era frequente adotarem secções iguais para as vigas do mesmo edifício (alterando apenas, se necessário, a quantidade de armadura).

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos da análise estatística das dimensões da secção transversal dos elementos estruturais.

Tabela 3 Análise estatística da secção dos elementos estruturais

Elemento	Dimensão	Distribuição	Média [m]	COV [%]	Max. [m]	Min. [m]	Chi-square [%]
Pilares	Largura	Lognormal	0,29	28	0,55	0,12	NS*
	Comprimento	Lognormal	0,55	28	1,10	0,20	NS*
Paredes	Largura	Lognormal	0,24	15	0,40	0,18	NS*
	Comprimento	Lognormal	2,00	31	4,00	1,60	NS*
Vigas	Largura	Lognormal	0,24	28	0,50	0,10	10
	Altura	Lognormal	0,48	25	1,00	0,25	NS*

\* NS – Não Satisfaz

## 2.6 Pormenorização da armadura nos pilares

A Figura 7 apresenta os dados obtidos de taxa de armadura longitudinal dos pilares (área da armadura longitudinal  $A_s$  a dividir pela área da secção transversal dos pilares) com as secções transversais mais comuns e com secções com maior dimensão em planta respetivamente. No primeiro caso (secções mais comuns) analisaram-se as secções de todos os pilares de cada edifício e selecionou-se a que apresentava maior frequência, enquanto no segundo caso (secções com maior dimensão), selecionou-se a secção com maiores dimensões comparativamente às outras secções. Esta distinção deve-se a vários fatores, dos quais destaca-se: ser habitual adotar as mesmas dimensões para todas as secções de diferentes pilares no mesmo piso, identificar em que casos e porquê a necessidade de adotar diferentes e maiores secções, as diferenças entre estes dois tipos de pilares e mais tarde, comparar as características dos pilares de maior dimensão com as paredes resistentes de betão armado (nos casos de estruturas mistas), entre outros. Tendo em conta que a maioria destes pilares foram dimensionados de acordo com códigos mais antigos e menos exigentes aos atuais, é expectável que a taxa de armadura longitudinal não esteja em conformidade com o EC2 [17].

Na Figura 7 (a e b) estão assinalados, a traço-interrompido encarnado, os valores máximos e mínimos de armadura longitudinal ( $A_{s,min}$  e  $A_{s,max}$ , respetivamente) calculados de acordo com o EC2-1 (§9.5.2) [17], a fim de verificar a conformidade dos edifícios com o regulamento atual. Estes limites foram apenas calculados com a componente relacionada com cada área de secção, uma vez que não foram recolhidos dados suficientes para considerar todas as condições do EC2. Seria também de interesse avaliar todos estes pilares com o código respetivo ao dimensionamento do edifício, contudo, para além de se tornar numa tarefa muito morosa, nem todos os números de obra contêm os projetos de estruturas completos ou em condições para este fim, pelo que se decidiu limitar este estudo apenas à verificação do atual regulamento.

Os dados obtidos seguem a tendência de uma distribuição lognormal com uma taxa de armadura média igual a 0,9 % e um COV de 73 % para os pilares mais comuns em planta e uma taxa de armadura média igual a 1 % e um COV de 97 % para os pilares de maior dimensão em planta.

Atendendo à amostra das taxas de armadura e aos respetivos limites observa-se que os pilares de 6 edifícios (1 % dos edifícios analisados) são caracterizados por taxas de armadura longitudinal inferiores ao mínimo exigido atualmente enquanto os pilares de 9 edifícios (2 % dos edifícios analisados) apresentam taxas de armadura longitudinais superiores ao máximo exigido. Concluiu-se assim que cerca de 3 % dos edifícios analisados estão em inconformidade com o regulamento o EC2 [17].

De acordo com um estudo realizado por Furtado *et al.* em 2015 [12] onde se inspecionaram 500 pilares de edifícios localizados em Lisboa, o valor médio de taxa de armadura longitudinal observada foi igual a 0,61 % com um COV de 32 %. Os autores deste estudo concluíram que este reduzido valor se devia ao facto dos regulamentos em vigor na época, o REBA (1967) [19] e mais tarde o REBAP (1983) [5], admitirem taxas de armadura mínimas, respetivamente, 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 fosse adequada para resistir ao esforço normal de compressão. Num outro estudo [20] onde se inspecionaram outros 500 pilares de edifícios construídos entre 1950 e 2000 em Lisboa, foi possível observar valores significativamente superiores, obtendo-se um valor médio de taxa de armadura longitudinal de 1,27 % com um COV de 40 %. Observe-se que os resultados obtidos relativos às taxas de armadura longitudinal média neste estudo – 0,9 % para os pilares mais comuns e 1 % para os pilares de maior dimensão em planta – são coerentes com os valores obtidos em outros estudos semelhantes a este (0,61 % no estudo realizado por Furtado *et al.* [12] e 1,27 % no estudo realizado pelo LNEC [20]).

Para além das taxas de armadura, foi pertinente recolher informação

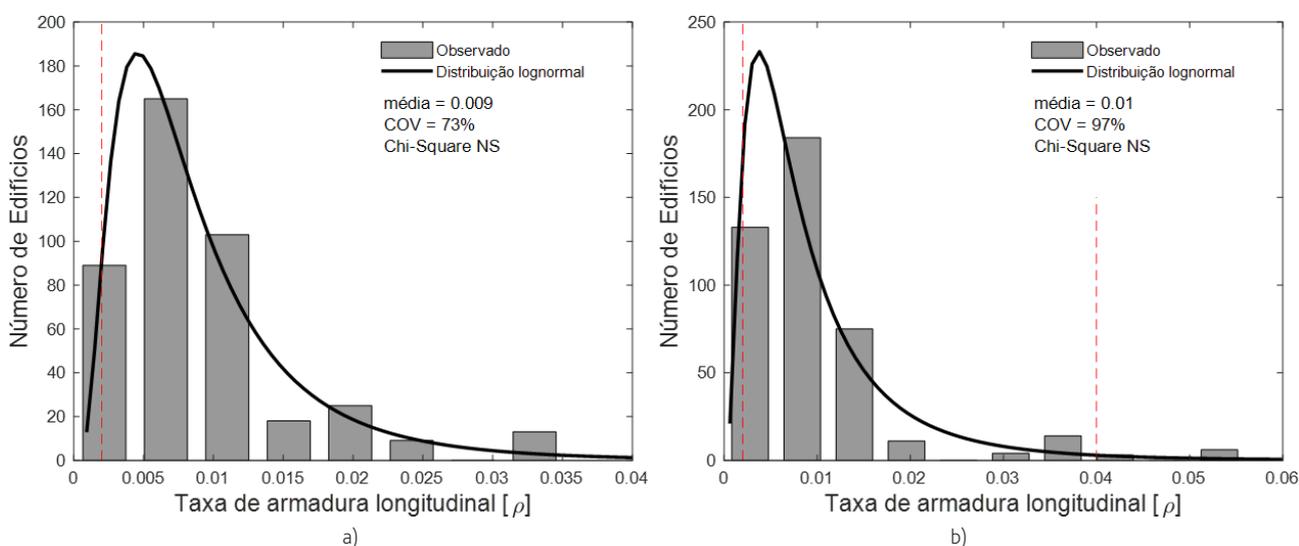
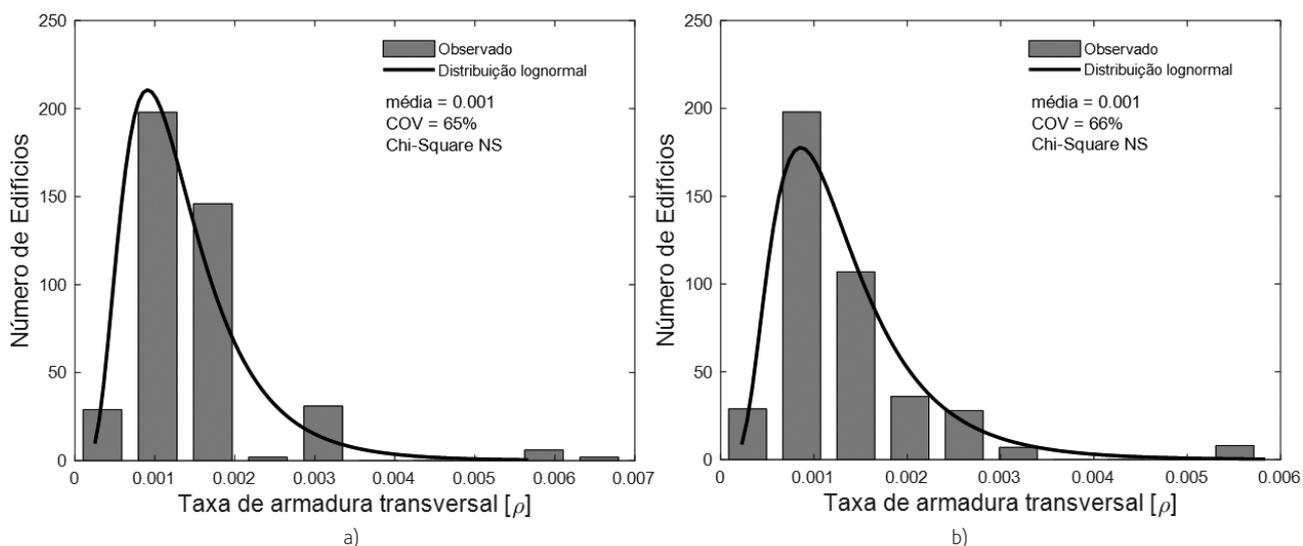


Figura 7 Histogramas da análise estatística do número de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal dos pilares mais comuns em planta (a); e dos pilares de maior dimensão em planta (b)



**Figura 8** Histogramas da análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura transversal dos pilares mais comuns em planta (a); e dos pilares de maior dimensão em planta (b)

acerca dos diâmetros da armadura longitudinal, tendo-se obtido um valor mínimo de 4,76 mm (correspondente a um varão de aço com diâmetro de 3/16" polegadas). De acordo com o EC2-1 (§9.5.2.1) [17], o diâmetro mínimo para os varões da armadura longitudinal deverá ser igual a 8 mm, o que leva a concluir, novamente, que alguns edifícios analisados também estão em inconformidade com o regulamento atual por apresentarem pilares com varões de armadura longitudinal com diâmetros inferiores ao exigido.

Em relação à taxa de armadura transversal, a Figura 8 mostra que ambos os tipos de pilares tendem seguir uma distribuição lognormal com média igual a 0,1 % com um COV de 65 % (sem satisfazer teste chi-square). Durante a recolha de dados verificou-se que em alguns projetos de estruturas o dimensionamento das armaduras transversais era frequentemente pouco detalhado, sendo que não era dada a devida importância à quantidade de armadura transversal nos diferentes elementos estruturais, optando-se por diâmetro e espaçamentos iguais. Este fenómeno explica a não verificação de diferenças significativas nas taxas de armadura transversal entre os dois tipos de pilares em planta, bem como nas paredes resistentes e vigas (vide secções seguintes). Para além disso, verificou-se um aumento, para cerca do dobro, na média das taxas de armadura transversal após 1970, que é justificado com o surgimento do REBA [19] em 1967 que, pela primeira vez, introduziu um dimensionamento mais exigente para as armaduras transversais de forma a impedir a encurvadura da armadura longitudinal e confinar o betão.

Ainda acerca da análise às armaduras transversais nos pilares, neste caso à pormenorização, observou-se que a média de espaçamento entre cintas nas armaduras transversais é de 19,5 cm com um COV de 25 %, de onde se destaca o valor de espaçamento máximo observado igual a 40 cm, valor consideravelmente elevado para um nível de confinamento adequado para o betão.

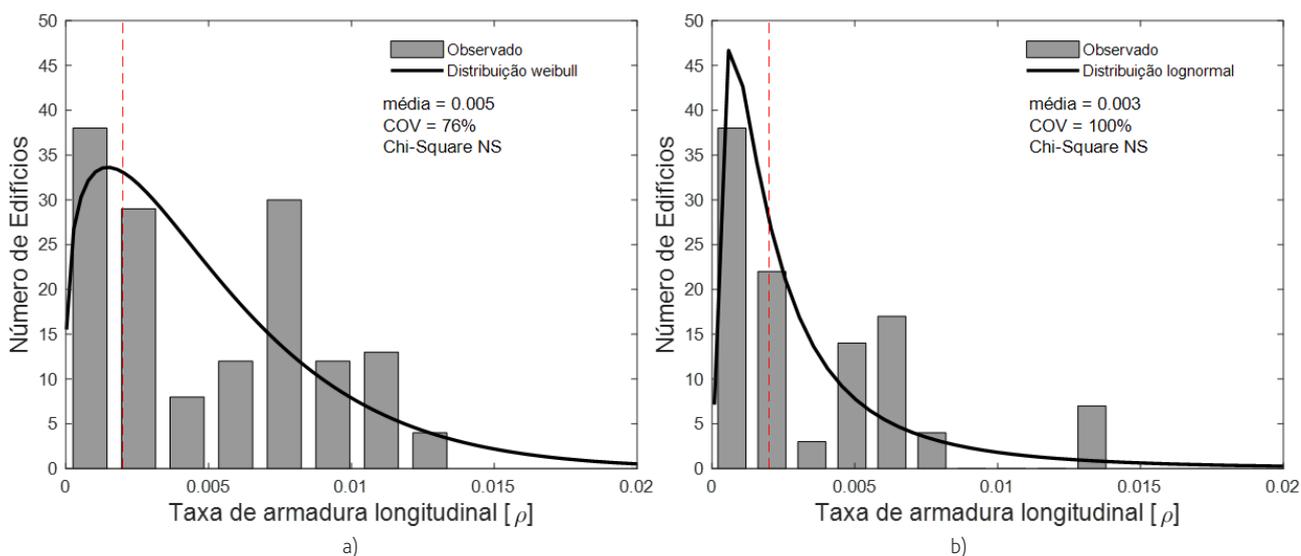
Note-se que o espaçamento máximo exigido pelo EC2 (40 cm) corresponde ao espaçamento máximo observado, sendo que, comparando a média de espaçamentos com o exigido, as armaduras transversais estão em conformidade com o regulamento atual.

## 2.7 Pormenorização das paredes resistentes

Para o estudo da pormenorização das armaduras das paredes resistentes, definiram-se duas secções tipo por piso, à semelhança do que foi feito com os pilares: a secção da parede mais frequente no piso e a secção da parede com maiores dimensões. A Figura 9 (a e b) apresenta os valores observados de taxa de armadura longitudinal nas paredes resistentes (área da armadura longitudinal  $A_s$  a dividir pela área da secção transversal das paredes) mais comuns e de maior dimensão, respetivamente, com a indicação do limite correspondente à taxa mínima de armadura longitudinal preconizada no EC2-1 (§9.6.2) [17].

Destaca-se que 32 % dos edifícios analisados, apresentam paredes resistentes com uma taxa de armadura inferior ao mínimo atualmente exigido. Deste modo, admite-se que há edifícios do tipo misto que apresentam na estrutura várias paredes resistentes de betão armado com taxas de armadura em inconformidade com a regulamentação atual.

Relativamente à armadura transversal das paredes, os resultados obtidos foram semelhantes aos resultados obtidos para pilares, onde a média da taxa é relativamente baixa nos edifícios construídos antes de 1970, aumentando significativamente após esta época (implementação do REBA). Destaca-se que não se verificou diferenças significativas na taxa média de armadura transversal entre os dois tipos de paredes resistentes, sendo que a média é cerca de 0,1 % com um COV de 37 %.



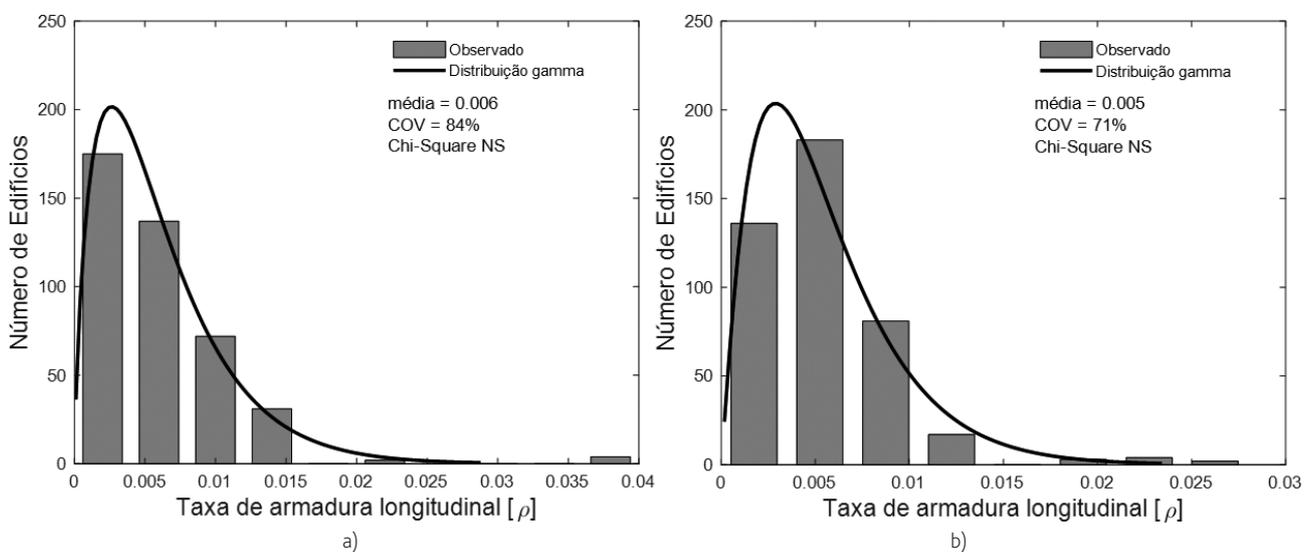
**Figura 9** Histogramas da análise estatística do número de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal das paredes mais comuns em planta (a); e das paredes com maior dimensão em planta (b)

## 2.8 Pormenorização das vigas

No que diz respeito à análise estatística das vigas foi de interesse comparar as vigas de bordo e as vigas interiores, dado que, normalmente, a pormenorização das secções das vigas interiores tem restrições no valor da altura devido ao cumprimento do pé-direito útil do piso. A Figura 10 apresenta os dados observados da taxa de armadura longitudinal, nas vigas de bordo e nas vigas interiores, seguem a tendência de uma distribuição gamma, com uma taxa de armadura média igual a 0,6 % e um COV de 84 %, e uma taxa de armadura média igual a 0,5 % e um COV de 71 %, respetivamente.

A taxa de armadura transversal não difere entre os dois tipos de viga sendo que, a média é igual a 0,2 % com um COV de 116 %, seguindo a tendência de uma distribuição lognormal. Note-se o valor das taxas de armadura longitudinal e transversal foram determinadas a meio-vão das vigas.

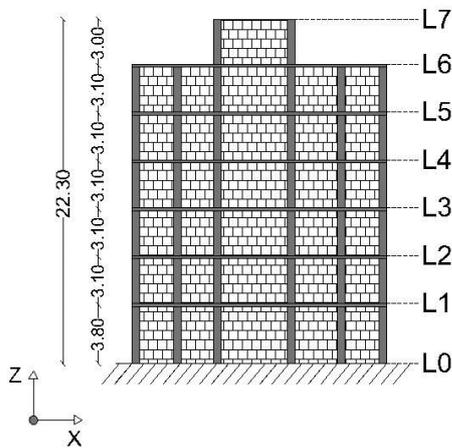
Quanto às armaduras transversais, a taxa de armadura transversal não varia em função da localização da viga e a média é igual a 0,2 % com um COV de 116 %, sendo que, as vigas observadas seguem a tendência de uma distribuição lognormal (sem satisfazer o teste chi-square). Para além disso, verifica-se que era comum optar por armaduras longitudinais inclinadas nas vigas junto aos apoios (em vez de estribos) e colocar elevados espaçamentos entre cintas.



**Figura 10** Histogramas da análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal das vigas de bordo (a) e das vigas interiores (b)

### 3 Avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo

Com base na análise estatística realizada à base de dados, selecionou-se um edifício representativo da zona de Benfica. O edifício selecionado como caso de estudo é um edifício porticado de betão armado, construído em 1965 e constituído por 6 pisos totalizando uma altura de 22,3 m. A fachada da estrutura está representada na Figura 11 e, de acordo com a memória descritiva, o dimensionamento deste edifício foi realizado segundo o regulamento português em vigor na altura, o Regulamento Geral das Edificações Urbanas – RGEU [21].



**Figura 11** Alçado do edifício selecionado e representativo do parque habitacional de Benfica (dimensões em [m])

Uma análise detalhada à pormenorização construtiva deste edifício revelou, à semelhança do que foi descrito por outros autores [8], diversas vulnerabilidades sísmicas face aos conhecimentos atuais, tais como: armadura longitudinal constituída por varões lisos com baixa capacidade resistente e com amarrações ineficientes (baixa ductilidade), taxa de armadura transversal insuficiente com elevados espaçamentos entre cintas (baixo nível de confinamento do betão),

armaduras inclinadas nas vigas junto aos apoios, fraca capacidade resistente do betão e recobrimento insuficiente (o que leva, a longo prazo, à fendilhação do betão, seguida da corrosão das armaduras), entre outras.

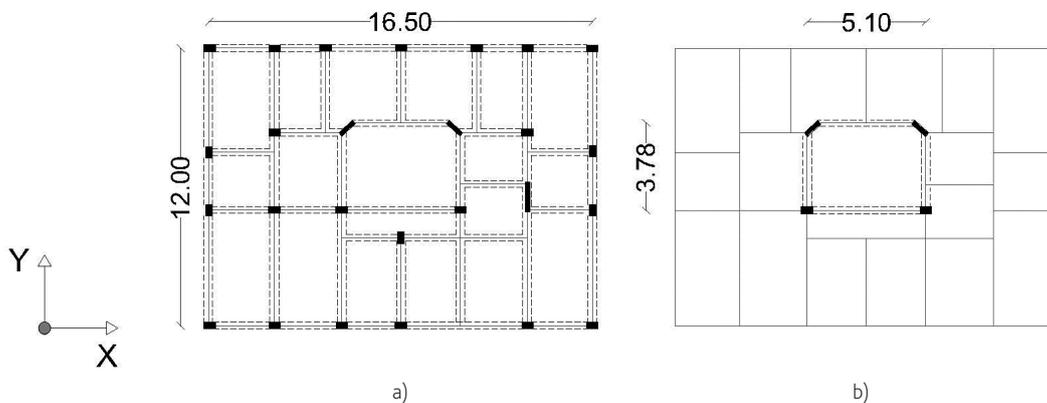
O comportamento dos edifícios de betão armado é também significativamente influenciado pela regularidade em planta e altura. Estruturas com uma configuração simétrica em planta e regulares em altura estão normalmente associadas a um comportamento sísmico mais adequado, ao contrário das estruturas com plantas complexas e assimétricas ou irregulares em altura. A Figura 12 apresenta a planta dos pisos comuns e da cobertura do edifício em estudo.

Além destas características, destaca-se a utilização de alvenaria em tijolo nas paredes divisórias e de enchimento que se apresentam, na maioria dos casos, ligadas aos elementos estruturais de betão armado que as delimitam, influenciando o desempenho sísmico da estrutura [22], [23]. Apesar de ser frequente desprezar a contribuição destas paredes na capacidade resistente sísmica de edifícios, 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, pelo menos para níveis mais baixos da ação sísmica.

#### 3.1 Modelação numérica do edifício

A modelação do edifício foi realizada com o software OpenSees [24], atribuindo a cada elemento estrutural um modelo de fibras com plasticidade distribuída de forma a considerar o comportamento não linear de cada elemento. A secção transversal dos elementos é representada por uma secção de fibras, associada à relação tensão-deformação dos materiais antes definidos. O comportamento do betão foi modelado de acordo com o modelo proposto por Popovics (Concrete04 no OpenSees) [25], enquanto o comportamento do aço foi modelado de acordo com o modelo uniaxial proposto por Giuffre-Menegotto-Pinto (Steel02 no OpenSees) [26].

Em relação à modelação das lajes considerou-se que as mesmas têm rigidez suficiente no seu plano para garantir o efeito de diafragma



**Figura 12** Traçado da planta do piso térreo e elevados (a) e da cobertura (b), do edifício selecionado (dimensões em [m])

rígido em cada piso. Em relação à modelação das paredes de alvenaria (PA) adotou-se o modelo de escoras diagonais à compressão que simulam a ação a que estas paredes estão sujeitas durante a ação sísmica [27], cujo comportamento não linear foi definido através de um modelo quadrilinear.

Uma vez que os projetos deste edifício não dispunham informação relativamente aos materiais empregues, analisaram-se projetos de edifícios idênticos e do mesmo período de construção para a recolha das propriedades dos materiais (a fim da modelação do edifício tipo). As propriedades dos materiais modelados estão descritas na Tabela 4, pelo que se adotou um betão B225 não confinado e varões de aço A40 não nervurados.

No total, foram elaborados quatro modelos numéricos: estrutura com paredes de alvenaria (c/ PA) e sem paredes de alvenaria (s/ PA) e, com e sem a presença de edifícios adjacentes [28]. O modelo numérico do edifício inserido em quarteirão encontra-se representado na Figura 13. A variação dos modelos deveu-se ao interesse de estudar a influência do comportamento da estrutura com as paredes de alvenaria e o confinamento da estrutura como um quarteirão (modelo que corresponde à situação real do caso em estudo). Relativamente à modelação das juntas entre os edifícios, a primeira abordagem consistiu na colocação de molas segundo a direção longitudinal e no contorno das paredes confinantes. Contudo, devido à complexidade de modelação e de problemas de convergência optou-se por simplificar, modelar o contacto dos edifícios através de uma ligação rígida entre os nós constituintes das empenas de cada edifício (assumindo, portanto, não haver juntas). A primeira abordagem da modelação das juntas entre os edifícios foi através de molas segundo a direção longitudinal no contorno das paredes confinantes, contudo, devido à complexidade de modelação e de problemas de convergência nos resultados decidiu-se, como simplificação, modelar o contacto dos edifícios através da ligação dos nós que fazem parte das empenas em comum através de uma ligação rígida (admitindo, portanto, não haver juntas).

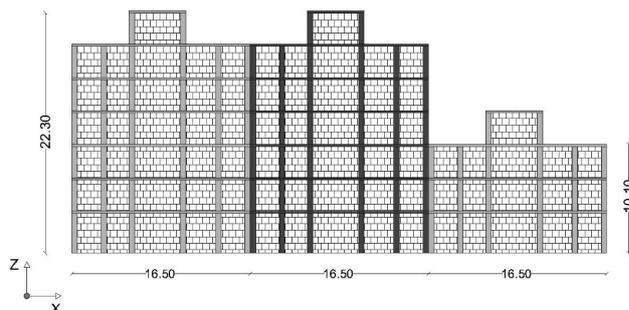
**Tabela 4** Propriedades mecânicas dos materiais

Betão		$E_c$ (GPa)	$f_{cm}$ (MPa)	$\epsilon_c$ (‰)	$\epsilon_{cu}$ (‰)
		Núcleo	30	28	2
	Recobrimento	30	28	2	3,5
Aço		$E_s$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_{su}$ (‰)
		210	400	513	0,14
Alvenaria		$E_w$ (GPa)	$G_w$ (GPa)	$\tau_{cr}$ (MPa)	
		4,13	1,24	0,28	

\* Em que:  $E_c$  – módulo de elasticidade do betão;  $f_{cm}$  – resistência média à compressão;  $\epsilon_c$  – extensão à compressão;  $\epsilon_{cu}$  – extensão última;  $E_s$  – módulo de elasticidade do aço;  $f_y$  – tensão de cedência do aço;  $f_u$  – tensão de rotura do aço;  $\epsilon_{su}$  – extensão de rotura do aço;  $E_w$  – módulo de elasticidade da alvenaria;  $G_w$  – módulo de distorção da alvenaria;  $\tau_{cr}$  – tensão de corte da alvenaria.

Em todos os modelos, o valor do módulo de elasticidade nos

elementos estruturais foi reduzido em 50 % para considerar o fenómeno de fendilhação no betão como preconizado na Parte 1 do EC8 [29].



**Figura 13** Modelo numérico do edifício inserido em quarteirão (o edifício em estudo encontra-se no centro representado a cinzento-escuro) (dimensões em [m])

### 3.2 Caracterização dinâmica e calibração do modelo

Após a modelação do edifício, efetuou-se uma análise modal para os quatro modelos numéricos de forma a determinar os principais modos de vibração da estrutura, assim como as respetivas frequências. Posteriormente, e a fim de determinar o modelo numérico com o comportamento dinâmico mais próximo à situação real, realizou-se um ensaio de vibração ambiental *in situ* (de baixa amplitude) no edifício que permitiu identificar as principais frequências de vibração nas diferentes direções.

Os resultados obtidos do ensaio permitem concluir que o modelo numérico que considera as paredes de alvenaria e a presença de edifícios adjacentes é o mais adequado, visto que é capaz de reproduzir as frequências dos modos de vibração principais (e o comportamento do caso em estudo) com uma margem de erro aceitável. Desta forma, este será o modelo empregue para as análises posteriores.

A Tabela 5 apresenta as frequências dos modos fundamentais obtidas através do ensaio *in situ*, as frequências fundamentais de translação obtidas para o modelo do edifício com paredes de alvenaria e inserido no quarteirão e os respetivos valores de erro.

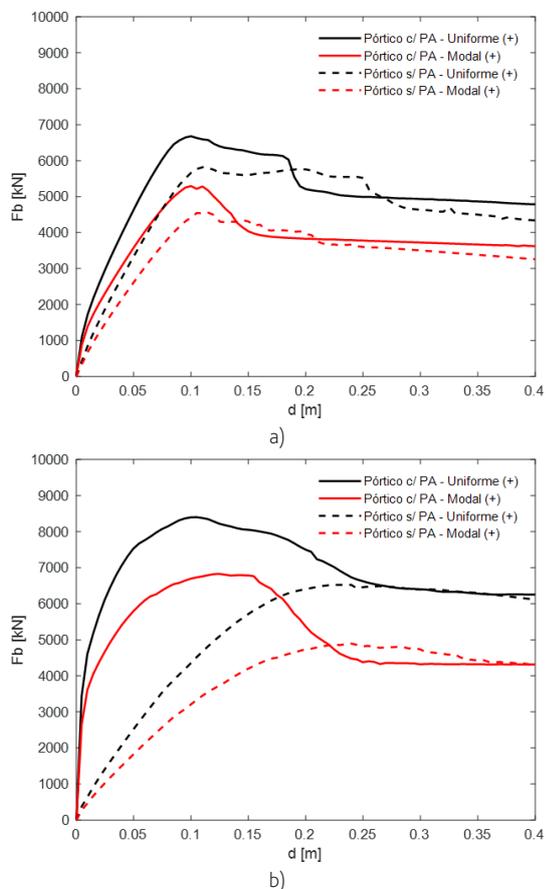
**Tabela 5** Comparação entre as frequências experimentais e as frequências do modelo no quarteirão com paredes

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

### 3.3 Avaliação e verificação sísmica

De forma a avaliar a capacidade resistente sísmica da estrutura, realizaram-se análises estáticas não-lineares em ambos os sentidos e

direções dos modelos do edifício inserido em quarteirão c/ PA e s/ PA, considerando dois tipos de carregamento lateral: modal e uniforme [30]. As curvas de capacidade (curvas pushover) obtidas encontram-se representadas na Figura 14, sendo que,  $F_b$  corresponde à força de corte basal e  $d$  corresponde ao deslocamento do centro de massa do último piso. Dado que não se destacaram diferenças significativas entre os diferentes sentidos do carregamento (positivo e negativo), são apresentadas apenas as curvas obtidas para o sentido positivo.



**Figura 14** Curvas de capacidade para o pórtico c/ PA e s/ PA, sujeito aos dois tipos de carregamento lateral no sentido positivo para direção X (a) e direção Y (b)

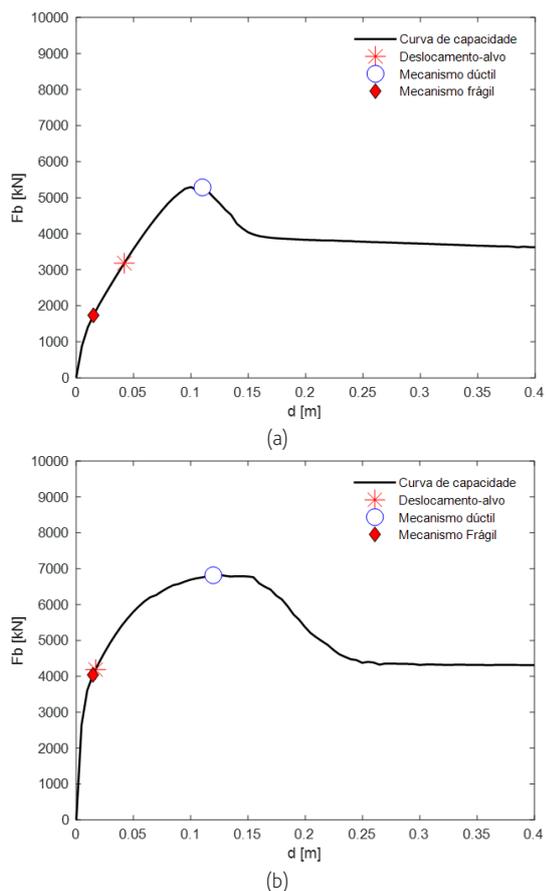
Nas curvas de capacidade representadas na Figura 14 é notório o colapso total das paredes de alvenaria, uma vez que ocorre uma diminuição significativa da força de corte basal após ser atingido o valor máximo. A partir deste ponto as curvas de capacidade dos modelos c/ PA e s/ PA tendem a sobrepor-se, o que significa que apenas o pórtico de betão armado está a resistir ao carregamento lateral [31]. Este fenómeno é particularmente evidente nas curvas correspondentes à direção transversal (direção Y), devido à maior presença de paredes de alvenaria modeladas nesta direção. Uma vez que a presença destas paredes confere maior rigidez inicial e capacidade resistente à estrutura, os valores de força de corte são também mais elevados nesta direção. Em relação aos dois tipos de carregamento lateral, concluiu-se que a distribuição modal é

mais conservativa, uma vez que apresenta valores de capacidade resistente mais baixos.

De seguida avaliou-se a segurança estrutural de todos os elementos, seguindo o procedimento preconizado no EC8-3 [13], que consiste em comparar a rotação de corda e o esforço transversal atuante com os valores de capacidade de rotação de corda e esforço transversal resistente. Desta forma, a ocorrência de um mecanismo dúctil irá ocorrer quando o primeiro pilar verificar a excedência da sua rotação de corda resistente, enquanto a ocorrência de um mecanismo frágil irá ocorrer quando o primeiro pilar verificar a excedência do seu esforço transversal resistente. Relativamente à definição do estado limite, uma vez que o edifício em estudo é um edifício residencial existente, a avaliação do desempenho sísmico do modelo c/ PA e com edifícios adjacentes foi realizada para o estado limite de danos severos (SD), como preconizado no EC8-3 [13]. A Figura 15 apresenta as curvas de capacidade com a identificação: (i) do primeiro mecanismo dúctil e frágil a ser desenvolvido em cada direção (com o carregamento modal no sentido positivo) e (ii) do deslocamento-alvo determinado pelo método N2, preconizado no EC8-1 [30], para determinar o ponto de desempenho sísmico para o qual é avaliado o desempenho da estrutura e que será detalhado nas seguintes secções. De acordo com as curvas de capacidade da Figura 15, verifica-se que o mecanismo frágil é condicionante, o que é justificado pela reduzida taxa de armadura transversal nos elementos estruturais e, conseqüentemente, a reduzida capacidade resistente ao esforço transversal. Analisando este mecanismo com mais detalhe concluiu-se que o caso em estudo está condicionado pelo comportamento frágil dos seus elementos estruturais verticais, nomeadamente o colapso de um conjunto de pilares no primeiro piso (em ambas as direções, embora seja mais agravante na direção X). Assim sendo, considera-se que o deslocamento último da estrutura corresponde ao deslocamento para o qual ocorre o mecanismo frágil. É de destacar o facto de que todas as vigas da estrutura verificam a segurança estrutural.

A comparação do deslocamento-alvo com o deslocamento último da estrutura (determinado anteriormente) permite avaliar a capacidade resistente do edifício para a ação sísmica exigida. Para a aplicação do método N2 foram considerados dois tipos de ação sísmica: a ação sísmica Tipo 1.3 e Tipo 2.3, tendo-se obtidos resultados mais condicionantes para o sismo Tipo 1.3.

De acordo com a Portaria n.º 302/2019 do Diário da República [32], se um edifício existente não garantir a verificação de segurança relativa a 90 % da ação sísmica, é obrigatória a elaboração de uma solução de reforço sísmico. A Tabela 6 apresenta os valores de deslocamento último da estrutura, correspondentes ao mecanismo frágil, para a direção X e Y do modelo s/ PA e c/ PA, os valores do deslocamento-alvo obtidos para a ação sísmica condicionante total e para 90 % da mesma. Analisando o valor do rácio, que corresponde à divisão do deslocamento último da estrutura ( $d_u$ ) com o deslocamento-alvo obtido considerando 90 % da ação sísmica ( $0,9d_v$ ), concluiu-se que nenhum dos modelos cumpre a verificação de segurança, uma vez que este valor é sempre inferior a um, o que significa que a capacidade da estrutura é excedida antes de atingir o deslocamento-alvo e, conseqüentemente, a estrutura tem que ser reforçada.



**Figura 15** Curvas de capacidade para o pórtico *c/ PA* sujeito ao carregamento lateral modal no sentido positivo com a indicação do primeiro mecanismo dúctil e frágil para a direção X (a) e para a direção Y (b)

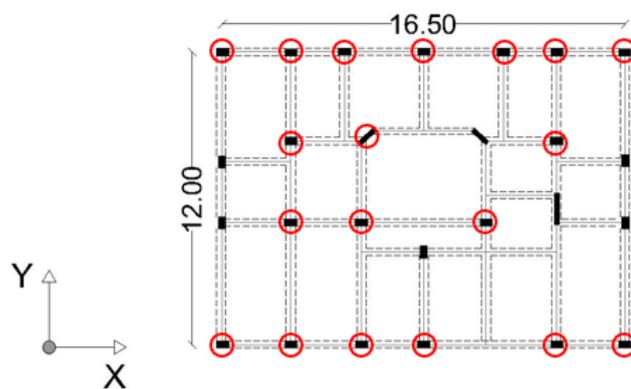
**Tabela 6** Deslocamento último e deslocamento alvo para a direção X e Y do modelo *s/ PA* e *c/ PA* com os edifícios adjacentes

Deslocamento [m]	Direção X		Direção Y	
	<i>s/ PA</i>	<i>c/ PA</i>	<i>s/ PA</i>	<i>c/ PA</i>
Último, $d_u$	0,020	0,015	0,020	0,015
Alvo, $d_t$	0,052	0,042	0,068	0,017
Alvo, $0,9 d_t$	0,047	0,038	0,062	0,016
Rácio [ $d_u/0,9 d_t$ ]	0,420	0,390	0,320	0,940

### 3.4 Solução de reforço

A solução de reforço considerada consiste no reforço dos pilares onde se verifica a formação de um mecanismo frágil através do encamisamento com mantas de CFRP. Esta solução de reforço é

bastante utilizada no reforço sísmico de estruturas de BA que, apesar do custo relativamente elevado, é capaz de melhorar a ductilidade e a resistência ao corte dos elementos (por confinamento do betão). Para além disso, esta técnica de reforço não altera a configuração da estrutura, tem elevada resistência à corrosão e tem um curto período de instalação e intervenção na estrutura [33], [34]. Dadas as vantagens desta técnica de reforço, a solução com CFRP foi desenvolvida e aplicada essencialmente para confinar os pilares e aumentar a sua resistência ao corte. O dimensionamento desta solução é um processo iterativo e a sua primeira etapa consiste em identificar os elementos estruturais verticais que precisam de aumentar a resistência ao esforço transversal, situação que acontece em 19 de 26 pilares no primeiro piso, como representado na Figura 16.



**Figura 16** Traçado da planta do piso térreo do edifício e identificação dos pilares com prepotência a mecanismos frágeis

De seguida foi necessário determinar a quantidade de reforço necessária para que o mecanismo frágil, e consequentemente o deslocamento último da estrutura, ocorra depois do deslocamento-alvo. Para facilitar o dimensionamento desta solução, reforçou-se todos os pilares com a mesma quantidade de reforço seguindo o elemento mais condicionante.

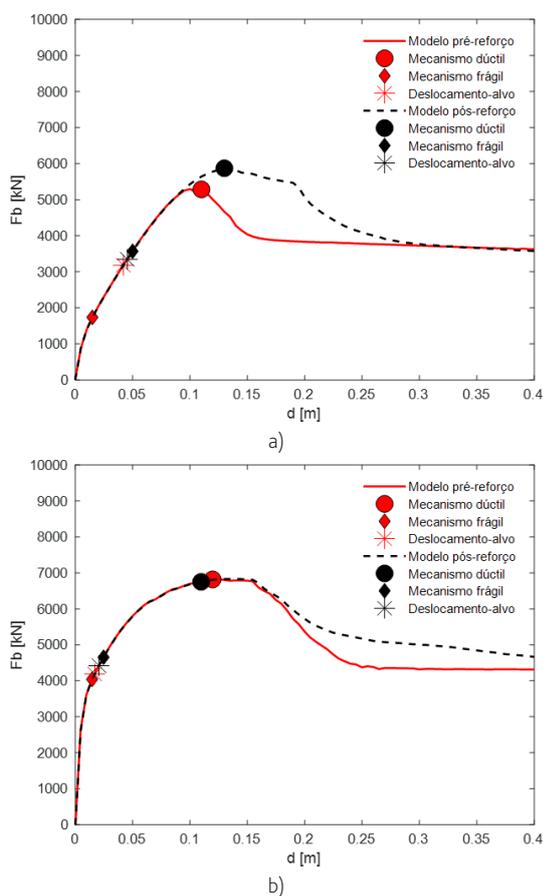
A contabilização desta solução no modelo numérico em OpenSees foi realizada através do aumento das propriedades do betão do elemento reforçado, nomeadamente a tensão de compressão do betão confinado ( $f_{cc}$ ), a respetiva extensão ( $\epsilon_{cc}$ ) e a extensão última ( $\epsilon_{cu,c}$ ), determinados através do EC8-3 (§A.3.2.2) [13]. Posteriormente, uma análise estática não-linear foi novamente realizada seguida de uma avaliação de danos nos elementos estruturais, como realizada anteriormente para o modelo sem reforço, tendo em consideração o aumento da resistência devido ao CFRP, como indicado no EC8-3 (§A.4.4.2 e §A.4.4.3) [13]. Se os valores de capacidade obtidos excederem os valores atuantes para deslocamentos inferiores ao deslocamento-alvo a solução de reforço cumpre o seu propósito. No entanto, se a situação anterior não se verificar, uma nova solução de reforço terá de ser dimensionada (através do aumento da espessura da camada, do número de camadas de CFRP ou através da melhoria das propriedades do CFRP).

Após uma primeira iteração, observou-se que certos pilares no primeiro piso, que outrora verificavam a segurança, deixaram de

o fazer. Este fenómeno é explicado pelo facto de que o reforço de muitos pilares no mesmo alinhamento leva a um incremento global da rigidez nesse plano e, por conseguinte, conduz a que os pilares absorvam forças laterais superiores ao previsto aquando do seu projeto. Após várias iterações, a solução de reforço final consistiu na aplicação de 1 camada de manta CFRP nos 19 pilares no primeiro piso (como mencionado na primeira fase) e o reforço de 35 pilares nos restantes pisos elevados (do segundo ao quinto piso). O encamisamento dos pilares com esta solução permite obter um fator de confinamento do betão cerca de 0,31, como indicado no EC8-3 (§A.4.4.3) [13].

**Tabela 7** Propriedades do CFRP

Espessura da camada $t_f$ (mm)	Número de camadas	Delaminação por tração $f_{u,f}$ (MPa)	Módulo de elasticidade $E_f$ (MPa)	Alongamento à rutura (%)	Extensão limite $\epsilon_{u,f}$ (%)
0,129	1	3200	220	1,70	0,015



**Figura 17** Curvas de capacidade para o pórtico c/ PA pré e pós-reforço com a indicação dos dois tipos de mecanismos e do deslocamento-alvo para a direção X (a) e para a direção Y (b)

As propriedades do CFRP estão indicadas na Tabela 7. A Figura 17 representa as curvas de capacidade do modelo com paredes de alvenaria pré e pós-reforço com a indicação do deslocamento correspondente ao mecanismo frágil e dúctil, e do deslocamento-alvo.

De acordo com a Figura 17 observa-se que o deslocamento-alvo após o reforço dos pilares tende a aumentar comparativamente com o deslocamento-alvo do modelo do edifício antes do reforço. Simultaneamente, verifica-se que o deslocamento último associado à rutura frágil aumenta significativamente nas duas direções.

A Tabela 8 apresenta os valores de deslocamento último da estrutura correspondentes ao primeiro mecanismo frágil ( $d_{f,ref}$ ) e dúctil ( $d_{d,ref}$ ), do deslocamento-alvo da estrutura após o reforço ( $d_{t,ref}$ ) e o rácio entre o menor valor de deslocamento último, correspondente ao mecanismo frágil, e o deslocamento objetivo. Analisando o valor do rácio concluiu-se que o modelo reforçado com CFRP cumpre a verificação de segurança uma vez que este valor é sempre superior a um, o que significa que os elementos verticais da estrutura têm capacidade resistente suficiente para a ação sísmica exigida.

**Tabela 8** Valores do deslocamento-alvo e o deslocamento último para o modelo reforçado

Deslocamento [m]	Direção X	Direção Y
Último (mecanismo frágil) $d_{f,ref}$	0,060	0,025
Último (mecanismo dúctil) $d_{d,ref}$	0,130	0,110
Alvo $d_{t,ref}$	0,045	0,021
Rácio [ $d_{u,f,ref}/d_{t,ref}$ ]	1,30	1,19

## 4 Conclusão

Neste estudo as características estruturais dos edifícios de betão armado localizados na freguesia de Benfica foram recolhidas, analisadas e armazenadas numa base de dados. A existência deste tipo de sistemas de informação geográfica facilita o acesso à informação dos números de obra e permite desenvolver estudos em diferentes áreas. O objetivo deste estudo consiste em analisar as distribuições probabilísticas das principais características estruturais dos edifícios localizados em Benfica construídos antes de 1983, sendo que estes resultados podem ser utilizados para avaliar a vulnerabilidade sísmica do parque habitacional constituído por edifícios de betão armado e/ou avaliações de risco sísmico [35]. Todavia é pertinente apontar algumas limitações no trabalho realizado e que podem vir a ser alvo de futuro estudos. Relativamente à aproximação dos dados observados a uma das distribuições probabilísticas, é de se destacar que muitas das categorias não satisfizeram o teste chi-square e, portanto, é possível com uma amostra maior garantir uma qualidade melhor no ajuste. Quanto à informação recolhida houve algumas categorias que não foram referidas e que são de muito interesse, como por exemplo, analisar o comprimento do vão das vigas em função da altura da respetiva secção, entre outros. Para além disso, destaca-se que a informação que consta na base de dados está limitada à informação disponível no Arquivo Municipal de Lisboa.

Os resultados obtidos da caracterização do parque habitacional são próximos 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, um edifício representativo de edifícios porticados e selecionado através da consulta da base de dados e dos resultados da análise estatística, permitiu prever a distribuição de danos desta tipologia de edifícios de betão armado à ação de um sismo. De facto, os valores baixos das taxas de armadura transversal dos elementos estruturais analisados indicam que o colapso por corte deve ocorrer antes do colapso por flexão e, consequentemente, sem o desenvolvimento de deformações inelásticas e de um comportamento dúctil.

A modelação do caso de estudo foi desenvolvida para vários cenários com o objetivo de compreender a influência que certas características têm no modelo, como por exemplo, a presença das paredes de alvenaria no edifício e a existência dos edifícios adjacentes.

Para calibrar o modelo numérico, realizou-se um ensaio in situ que permite obter as características dinâmicas fundamentais (experimentais) do edifício. Com as frequências experimentais foi possível validar os resultados da análise dinâmica modal do modelo do edifício c/ PA inserido no quarteirão, obtendo-se erros experimentais aceitáveis.

Relativamente aos resultados da análise *pushover* verificou-se que o comportamento do edifício representativo (com os edifícios adjacentes) é influenciado beneficemente com a presença das paredes de alvenaria no modelo. Os resultados das curvas de capacidade permitiram concluir também que o carregamento modal é a mais conservativa, 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 do edifício, concluindo-se que não cumpre os requisitos regulamentares relativos à verificação de segurança, devido ao colapso prematuro dos pilares por corte (embora as vigas não apresentem danos). Este resultado é explicado devido à inadequada pormenorização das armaduras transversais nos pilares conduzindo a um comportamento frágil.

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 mais condicionante verificou-se que a estrutura atinge o deslocamento último (associado ao mecanismo 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, consequentemente, aumentar a capacidade resistente ao corte e a sua capacidade de deformação.

Em suma, o estudo e o conhecimento de edifícios de betão armado antes de 1983 permite identificar as vulnerabilidades sísmicas e, consequentemente, adotar uma postura proactiva relativamente ao reforço de edifícios existentes dimensionados a partir dos regulamentos anteriores, sem a consideração das exigências presentes na regulamentação atual.

## Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer o financiamento da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT, Ministério da Educação e Ciência, Portugal) através do projeto de investigação FCT: MitRisk – Plataforma para apoio à redução do risco sísmico com recurso a soluções de reforço economicamente viáveis, POCI-01-014561-Feder-031865.

## Referências

- [1] Borges, J.F.; Fitas, A.J.S.; Bezzeghoud, M. Teves-Costa, P. – “Seismotectonics of Portugal and its adjacent Atlantic area”, *Tectonophysics*, vol. 331, no. 4, pp. 373-387, 2001.
- [2] Gago, A.; Proença, J. – *Parque Escolar: Reforço Sísmica de Edifícios Escolares*. 2011.
- [3] RSCCS – *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS)*. Decreto-Lei nº41658 de 31 de Maio. 1958.
- [4] RSEP – *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP)*. Decreto nº 44041 de 18 de Novembro. 1961.
- [5] REBAP – “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho”, 1983.
- [6] RSA – “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei nº 235/83”, 1983.
- [7] Costa, R.; Providência, C. – *Avaliação e Reabilitação Sísmicas de Edifícios de Betão Armado*. ENGEBOOK, 2019.
- [8] Saraiva, J.P.; Appleton, J. – “Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3”, 4.<sup>as</sup> Jornadas Port. Eng. Estruturas, vol. 1980, pp. 1-15, 2006.
- [9] Bal, I.E.; Crowley, H.; Pinho, R.; Gülay, F.G. – “Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 28, no. 10-11, pp. 914-932, 2008.
- [10] Silva, V.; Crowley, H.; Varum, H.; Pinho, R.; Sousa, L. – “Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model”, *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 5, pp. 1455-1490, 2015.
- [11] Vicente, R.; Ferreira, T.M.; Maio, R. – “Seismic risk mitigation of old urban centres: characterization and seismic vulnerability assessment of the Ribeirinha neighborhood of Faro, Portugal”, *Territorium*, vol. 22, no. January, pp. 283-290, 2015.
- [12] Furtado, A.; Costa, C.; Arêde, A.; Rodrigues, H. – “Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls”, *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 20, no. 4, pp. 396-411, 2015.
- [13] CEN – “European Standard NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência ao sismo. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios.”, *Inst. Port. da Qualidade. Eur. Comm. Stand.*, 2017.
- [14] Carolina Jarimba, A. – Orientadora, Rita Bento, “Vulnerabilidade Sísmica dos Edifícios porticados de Betão Armado da cidade de Lisboa-décadas de 1960-80 Engenharia Civil”, vol. 2016, 2016.
- [15] Câmara Municipal de Lisboa – “ReSist - Programa municipal de promoção da resiliência sísmica do parque edificado, privado e municipal e infraestruturas urbanas municipais”, 2021.
- [16] ESRI – “ArcGIS Desktop: Release 10. Redlands, CA: Environmental Systems Research Institute.” 2011.
- [17] CEN – “NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, 2004.

- [18] CEN, – “NP EN 1997-1: Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico Parte 1-1: Regras gerais”, Inst. Port. da Qualidade. Eur. Comm. Stand., p. 179, 2010.
- [19] REBA-67/76 – “Regulamento de Estruturas de Betão Armado”,1967.
- [20] Sousa, R.R. De; Costa, A.C.; Costa, A.G. – “Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural”, 2019.
- [21] RGEU – “Regulamento Geral das Edificações Urbanas”, *Postura da Câmara Munic. Lisboa 7 agosto 1951*, 1951.
- [22] Requena-García-Cruz, M.V.; Couto, R.; Bento, R.; Morales-Esteban, A. – “Influence of vertical irregularities on the seismic assessment of RC framed and wall-frame buildings”, 9th Eur. workshop Seism. Behav. Irregul. complex Struct., pp. 1-11, 2020.
- [23] Ricci, P.; De Risi, M.T.; Verderame, G.M.; Manfredi, G. – “Influence of infill distribution and design typology on seismic performance of low- and mid-rise RC buildings”, *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 11, no. 5, pp. 1585-1616, 2013.
- [24] McKenna, F.; Fenves, G.; Scott, M. – “OpenSees: open system for earthquake engineering simulation”, *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, 2007.
- [25] Popovics, S. – “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete”, *Cem. Concr. Res.*, vol. 3, no. 5, pp. 583-599, 1973.
- [26] Menegotto, M. – “Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending”, 1973.
- [27] Panagiotakos, T.B.; Fardis, M.N. – “Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate”, *ACI Struct. J.*, 2001.
- [28] Xavier, V. – “Caracterização estrutural de edifícios de betão armado na freguesia de Benfica construídos até 1983 e avaliação e reforço sísmico de um edifício tipo”, Universidade de Lisboa, 2021.
- [29] CEN – “NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, *Inst. Port. da Qualidade. Eur. Comm. Stand.*, pp. 1-226, 2009.
- [30] CEN – “European Standard NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, *Inst. Port. da Qualidade. Eur. Comm. Stand.*, 2010.
- [31] Celarec, D.; Ricci, P.; Dolšek, M. – “The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames”, *Eng. Struct.*, vol. 35, pp. 165-177, 2012.
- [32] Diário da República Eletrónico – “Diário da República n.º 175/2019, Série I de 2019-09-12 - Portaria n.º 302/2019.”
- [33] Elnashai, A.S.; Pinho, R. – “Repair and retrofitting of rc walls using selective techniques”, *J. Earthq. Eng.*, vol. 2, no. 4, pp. 525-568, 1998.
- [34] Caruso, C. – “Definition of mitigation strategies for the seismic risk reduction of old RC residential buildings”, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2019.
- [35] Crowley, H.; Pinho, R.; Bommer, J.J. – “A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation”, *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 2, no. 2, pp. 173-219, 2004.