

# Análise não linear de um conjunto de edifícios em placa no bairro de Alvalade: avaliação preliminar de estabilidade e previsão dos mecanismos de colapso

Nonlinear analysis of “placa” building stock in bairro de Alvalade: preliminary stability analysis and failure modes

Vasco Bernardo  
Paulo Candeias  
A. Campos Costa  
Anibal Costa

## Resumo

Os edifícios tipo “placa” pertencem à classe dos edifícios mistos de alvenaria e betão armado, caracterizados por paredes de alvenaria resistente onde apoiam lajes em betão armado. Esta tipologia, particularmente expressiva entre os anos de 1930 e 1960, marca um período de transição na história da construção em Portugal, onde a prevalência de elementos estruturais em madeira foi progressivamente substituída por soluções construtivas em betão armado. Em Portugal continental aproximadamente 33% do edificado existente pertence a esta classe, sendo que na Área Metropolitana de Lisboa representam cerca de 22% do parque. Pretende-se simular através de ferramenta avançada de cálculo não linear de estruturas, com base na formulação do Applied Element Method (AEM) [1], o comportamento até ao colapso de um conjunto de edifícios em “placa”, dispostos em banda, no bairro de Alvalade em Lisboa. Os modelos serão calibrados com base em ensaios experimentais de identificação modal à vibração ambiente.

## Abstract

The aim of the present work is to predict the collapse mechanisms associated to “placa” buildings in Portugal, which are characterized structurally for the concrete slab supported by resistance masonry walls. This typology was built between 1930 and 1960 and represents 32% of buildings in Portugal [2]. In their design the impact of earthquakes was not considered since the first national seismic design regulation appears only in 1958.

**Palavras-chave:** Edifícios tipo “placa” / Ensaios de caracterização dinâmica / *Applied Element Method* / Análise preliminar de estabilidade / Modos de colapso

**Keywords:** “Placa” buildings typology / Ambient vibration tests / *Applied Element Method* / Preliminary stability analysis / Collapse mechanisms

## Vasco Bernardo

Bolseiro de Doutoramento  
LNEC-NESDE / Universidade de Aveiro  
vbernardo@lneec.pt

## Paulo Candeias

Investigador Auxiliar  
LNEC-NESDE  
pcandeias@lneec.pt

## A. Campos Costa

Investigador Principal  
LNEC-NESDE  
alf@lneec.pt

## Aníbal Costa

Professor Catedrático  
Universidade de Aveiro  
agc@ua.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.*

BERNARDO, V. [et al.] – Análise não linear de um conjunto de edifícios em placa no bairro de Alvalade: avaliação preliminar de estabilidade e previsão dos mecanismos de colapso. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 97-106.

## 1 Instruções gerais

Os edifícios do tipo “placa”, característicos das décadas de 1930 a 1960, representam em Portugal continental aproximadamente 33% do edificado existente, sendo que na Área Metropolitana de Lisboa são cerca de 22% do parque habitacional [2]. Estes edifícios podem ser encontrados em diversas zonas de Lisboa, no entanto é no bairro de Alvalade e arredores que existe uma grande concentração desta tipologia.

Em 1930, com a criação do Regulamento Geral de Construção Urbana (R.G.C.U.), recomendava-se o recurso a elementos de betão armado no piso térreo, garantindo o travamento dos elementos de alvenaria, quando não era utilizada a “gaiola pombalina”, o que pode ter impulsionado o surgimento destes edifícios: a utilização do betão foi-se expandindo para outros elementos construtivos, tais como consolas, elementos salientes, pavimentos de zonas húmidas (cozinhas e casas de banho). Posteriormente estendeu-se para as restantes divisões, acabando por substituir os pavimentos em estrutura de madeira, característicos da anterior tipologia construtiva designada por gaioleira ([3], [4]).

Estudos realizados em edifícios da tipologia “placa” indicam que estas estruturas podem ser particularmente vulneráveis face à ação sísmica, uma vez que a primeira regulamentação contra a ação dos sismos surgiu em 1958 – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (R.S.C.C.S.). Este trabalho analisa um conjunto de edifícios em “placa”, dispostos em banda, no bairro de Alvalade. A análise numérica dos edifícios foi efetuada com recurso à formulação do Applied Element Method (AEM) ([1], [5] e [6]). Este método vai permitir simular o comportamento não linear das estruturas desde a aplicação das cargas até ao eventual colapso. A calibração dos modelos teve por base ensaios de identificação dinâmica à vibração ambiental.

## 2 Localização e descrição geral dos edifícios

O conjunto é constituído por sete edifícios em banda de tipologia “placa” e de características muito semelhantes, com data de construção entre 1949 e 1950, localizados na Rua Guilherme Faria n.º 1, 3, 5, 7, 9, 11 e 13 – Bairro de Alvalade em Lisboa (Figura 1). Os edifícios têm três pisos e uma cave. Cada piso é constituído por duas frações destinadas a habitação (dois quartos, sala de estar/jantar, cozinha e instalação sanitária). A cave é semienterrada e destinada a arrecadações. A dimensão em planta é aproximadamente de 17,5 × 6,8 m e a altura total é de 12,0 m. Devido à topografia do terreno existe uma diferença de aproximadamente 0,40 m entre as lajes de edifícios contíguos (Figura 1). O edifício n.º 13 encontra-se recuado 4,60 m em relação ao n.º 11.

## 3 Geometria dos edifícios

Os edifícios são constituídos por paredes de alvenaria e laje em betão armado (0,10 m), à exceção do edifício n.º 7 com laje nas zonas húmidas e pavimento de madeira nas restantes zonas. A distância dos vãos é aproximadamente regular, com largura entre 2,40 m e 3,50 m. As fundações são contínuas apresentando em geral uma largura de 0,40 m na zona onde descarregam as paredes interiores e

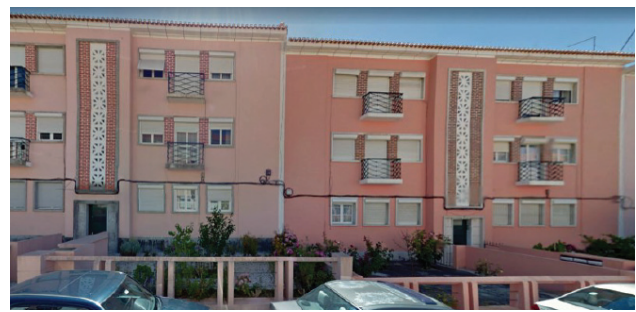
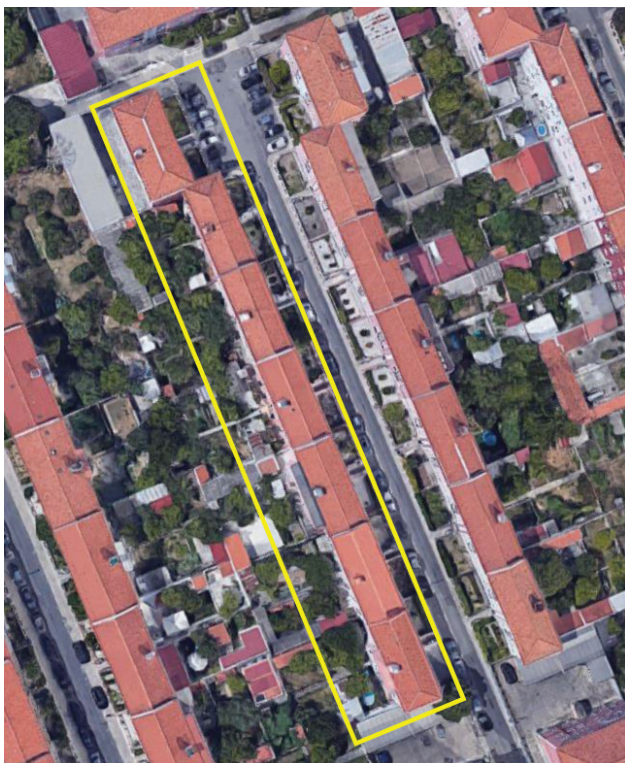


Figura 1 Planta de localização, alçado principal e o n° de porta dos edifícios

empenas, e 0,70 m nas fachadas principais e posteriores. As paredes interiores têm espessura de 0,18 m na cave e 0,15 m nos restantes pisos. Na caixa de escadas têm 0,25 m em toda a altura do edifício. As de empena têm 0,35 m na cave e 0,25 m nos restantes pisos. As

paredes de fachada posterior também variam em altura – 0,60 m a 0,50 m, enquanto as da fachada principal têm 0,50 m. Os edifícios partilham de paredes meeiras, à exceção do edifício número 13. Na Figura 2 apresentam-se as peças desenhadas de um edifício tipo.

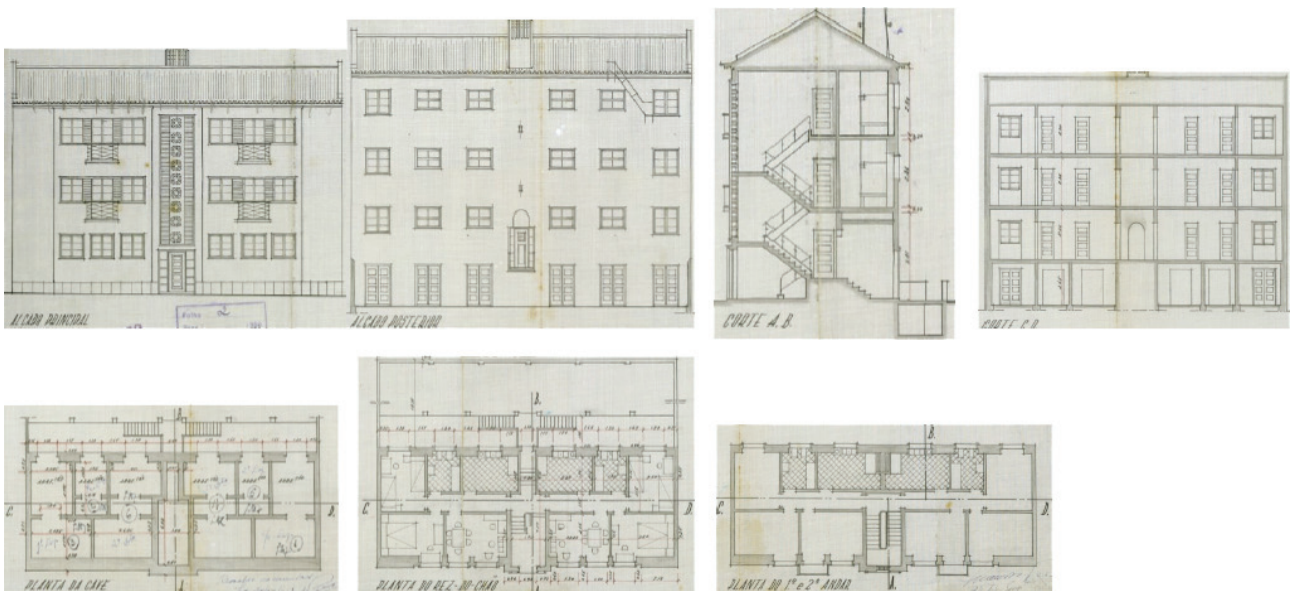


Figura 2 Alçados, plantas e cortes dos edifícios em estudo

## 4 Ensaios de caracterização dinâmica

Na campanha experimental realizada utilizou-se como excitação a vibração do ambiente. O principal objetivo foi identificar os parâmetros modais dos edifícios: frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento.

### 4.1 Descrição e procedimento do ensaio

O ensaio realizou-se com recurso a três unidades de equipamento da marca SYSCOM Instruments, cada uma constituída por um sensor de velocidade (MS2003+), uma unidade de aquisição de dados (MR2002) e respetivas antenas GPS para sincronização entre os dispositivos, Figura 3.



Figura 3 Equipamento de medição constituído por sensor de velocidades, aquisição de dados, antena GPS, respetivamente

Os sete edifícios foram instrumentados no patamar do piso 2 (geofone G3) e piso 1 (geofone G2), sendo estes os pontos mais elevados onde foi possível ter acesso. O geofone de referência (G1) foi mantido no piso 2 do edifício n.º 7 durante todo o ensaio e nos vários *setups*. No total dos ensaios foram realizados sete *setups*, colocando um dos equipamentos disponíveis num ponto de referência e os outros dois móveis, consoante o plano de instrumentação (Figura 4), tendo-se medido no total 14 pontos. Obtiveram-se registos de velocidades nas direções longitudinal, transversal e vertical para todos os pontos medidos. Cada *setup* teve uma duração de 15 minutos e frequência de amostragem de 100 Hz.

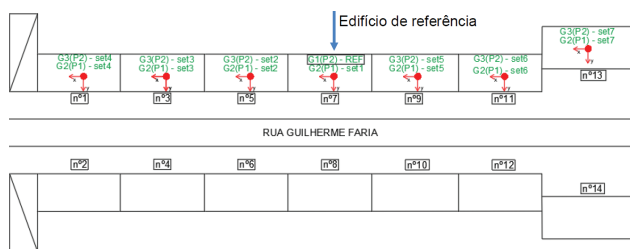


Figura 4 Plano de instrumentação

### 4.2 Resultados experimentais

As características dinâmicas do conjunto de edifícios foram estimadas pelo método de decomposição em valores singulares da matriz dos espectros de resposta da estrutura em frequências – FDD e EFDD [7]. Na Figura 5 apresentam-se as principais frequências detetadas e os respetivos modos de vibração do conjunto.

O 1.º modo transversal do conjunto é praticamente puro, onde se verifica que as amplitudes e fases medidas são idênticas em todos os edifícios, à exceção do edifício n.º 1 (à esquerda) que vibra com maior amplitude, conforme ilustração de cores e distância ao referencial a tracejado. No 2.º modo transversal podemos observar que os dois edifícios de extremidade e o edifício central (n.º 1, 7 e 13) vibram em paralelo com amplitudes semelhantes e com fases opostas relativamente aos edifícios n.ºs 3, 5 e n.ºs 9, 11 que vibram aos pares. O 3.º modo transversal do conjunto apresenta vibrações com fases alternadas entre edifícios e com amplitudes idênticas. O 4.º modo identificado é claramente um modo misto, com vibrações na direção longitudinal e transversal, onde se verifica o efeito *pounding* dos edifícios.

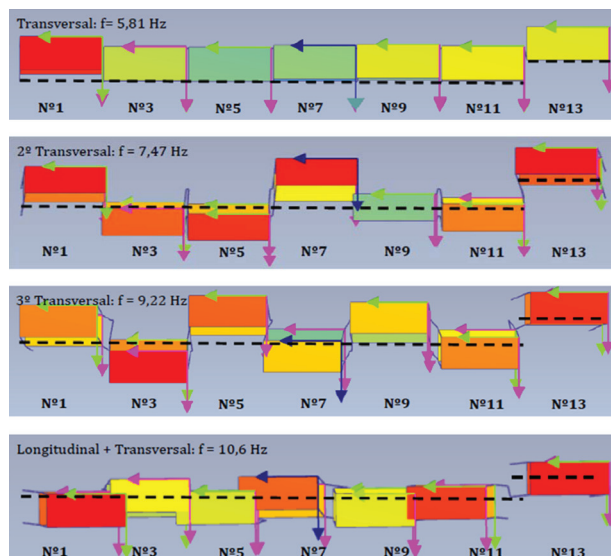


Figura 5 Vista em planta dos principais modos de vibração do conjunto

## 5 Modelo numérico

No presente estudo será analisado o conjunto de edifícios com recurso à formulação do *Applied Element Method* (AEM) [1]. Este método permite simular o comportamento não linear da estrutura desde a aplicação das cargas, abertura e propagação das fendas, separação dos elementos até ao eventual colapso.

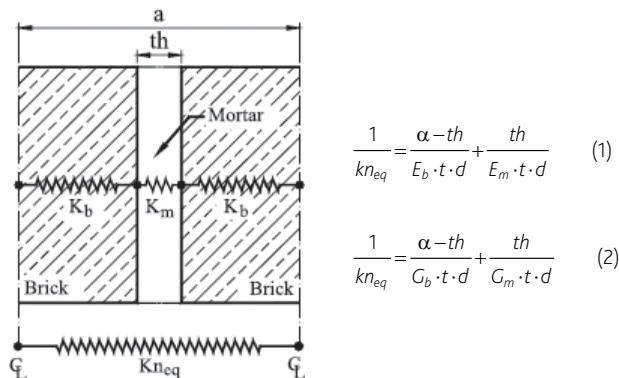
### 5.1 Aplicação do Applied Element Method a estruturas de alvenaria

O *Applied Element Method* (AEM) foi desenvolvido na década de 90, na Universidade de Tóquio, por Kimiro Meguro e Tagel-Din ([1], [8] e [9]). O método consiste em dividir a estrutura num conjunto de elementos rígidos de menores dimensões, com massa e amortecimento concentrados. A ligação de cada elemento aos adjacentes é realizada por um par de molas (axiais e tangenciais), distribuídas ao longo da interface, que permitem determinar as respetivas tensões e deformações. Consoante o tipo de análise



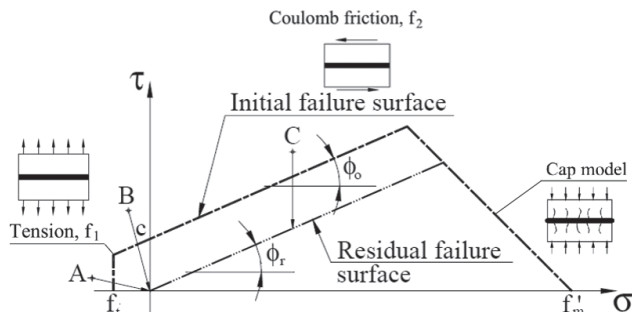
que se realiza (2D ou 3D) está associada a cada mola uma área ou volume de influência.

Na aplicação do AEM às alvenarias são gerados dois tipos de mola: as que representam os “tijolos” e as referentes à interface “tijolo-argamassa”. A rigidez das primeiras,  $kn$  (axial) e  $ks$  (corte), como ligam elementos de características idênticas, pode ser obtida através da formulação base implícita no AEM [1]. Por outro lado, as que simulam a interface “tijolo-argamassa” (Figura 6) são calculadas através de uma rigidez equivalente (axial e corte –  $kn_{eq}$  e  $ks_{eq}$ ).



**Figura 6** Modelo de cálculo utilizado no AEM para as alvenarias [9].  $E_b$ ,  $G_b$ ,  $E_m$  e  $G_m$ : módulo de elasticidade e distorção do tijolo e argamassa, respetivamente;  $t$ : espessura do elemento.

No AEM o comportamento dos materiais do elemento tijolo e argamassa é linearmente elástico até ocorrer fendilhação sendo que toda a plasticidade ocorre ao nível da interface. Este pressuposto é baseado em evidências experimentais onde se observa o comportamento linear das alvenarias até à abertura de fendas [5]. Na lei constitutiva do material o comportamento linear é alterado assim que a força na mola alcança a superfície inicial de rotura, ilustrada na Figura 7. Após este limite ser excedido é definida uma superfície de rotura residual e as forças na mola são restringidas a essa resistência.



**Figura 7** Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com extensão para tensão de tração (limitada) utilizado no AEM para molas de interface “tijolo-argamassa” ( $f_t$ : tensão de tração da argamassa;  $f_m$ : tensão de compressão da alvenaria;  $c$ : coesão;  $\Phi_t$  e  $\Phi_r$ : ângulo de atrito inicial e residual, respetivamente), adaptado de [5]

## 5.2 Descrição da modelação

### 5.2.1 Definição dos materiais e das massas

As propriedades mecânicas dos materiais adotados no modelo numérico resumem-se na Tabela 1. No caso da alvenaria teve-se como base os estudos realizados por ([10], [11]) em edifícios de igual tipologia e época de construção, e os valores de referência indicados na NTC 2008 [12].

**Tabela 1** Propriedades mecânicas dos materiais utilizadas no modelo numérico

Material	$\rho$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$E$ (GPa)	$\nu$ (-)	$F_c$ (MPa)	$F_t$ (MPa)	$c$ (MPa)	$\tan \Phi$ (-)
Alvenaria	19,00	2,00	0,20	2,4	0,08	0,07	0,80
Betão C16/20	24,00	200	0,20	16,00	1,90	-	-

Para além do peso próprio dos elementos estruturais considerou-se o peso da cobertura ( $1,30 \text{ kN/m}^2$ ), restantes cargas permanentes nos pisos ( $0,60 \text{ kN/m}^2$ ) e sobrecargas de caráter quase-permanente ( $2,00 \text{ kN/m}^2$ ) [13].

### 5.2.2 Definição dos elementos estruturais

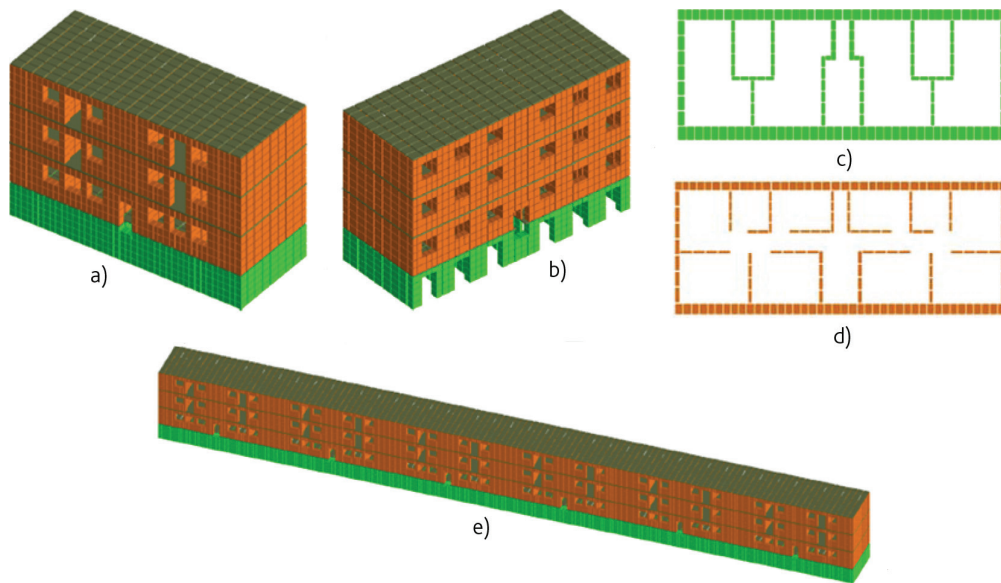
Foram utilizados elementos prismáticos de quatro nós na definição da geometria das paredes e lajes. Ao nível das fundações foram restringidos os deslocamentos e rotações em todas as direções. Como parte da cave do edifício é semienterrada adotaram-se apoios simples na direção em que o terreno oferece confinamento ao edifício.

Na Figura 8 apresenta-se o modelo numérico dos edifícios.

## 6 Resultados numéricos

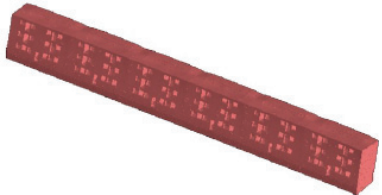
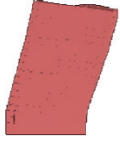
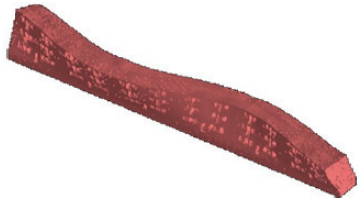

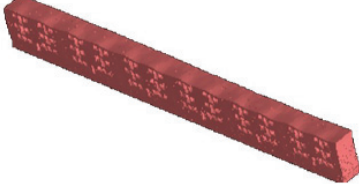

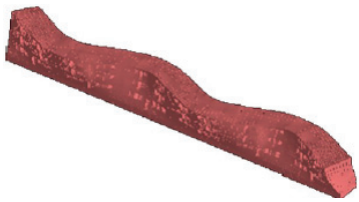

### 6.1 Análise modal

A análise modal aos edifícios (Tabela 2) permite concluir que os resultados obtidos para a primeira e segunda frequências transversais são satisfatórios (Tabela 3), com erros de 0,34% e 2,14%, respetivamente. Em relação ao modo longitudinal do conjunto, não foi possível identificá-lo através dos ensaios, uma vez que a energia transmitida ao conjunto pela vibração ambiental nem sempre é suficiente para excitar todos os modos da estrutura. Por outro lado, como os edifícios também estão ligados e partilham de paredes meias torna-se mais difícil excitar um modo nesta direção uma vez que é necessário transmitir à estrutura uma maior quantidade de energia. Neste caso o valor que se pode tomar como indicativo é na ordem dos 7,76 Hz, obtido pelo modelo numérico. O terceiro modo transversal numérico apresenta um erro elevado face ao experimental, pois, naturalmente, a calibração de modos de vibração superiores envolve processos mais complexos [14]



**Figura 8** a) e b) Modelo global do edifício: vista frontal e posterior, respetivamente, c) e d) Planta da cave e piso tipo, e) Modelo do conjunto de edifícios

**Tabela 2** Frequências e configurações dos principais modos do conjunto

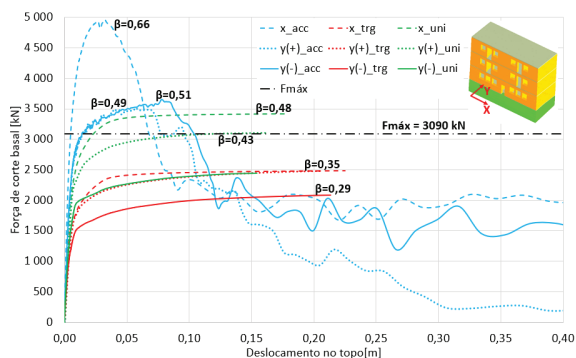
Vista 3D	Alçado/Planta
 <p><math>f = 5,79 \text{ Hz}</math></p>	
 <p><math>f = 7,31 \text{ Hz}</math></p>	
 <p><math>f = 7,76 \text{ Hz}</math></p>	
 <p><math>f = 11,6 \text{ Hz}</math></p>	

**Tabela 3** Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

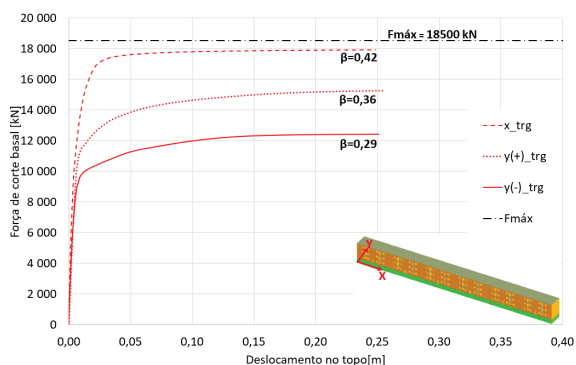
Modo	Frequência (Hz)			Erro (%)	
	Experimental	Modelo numérico		Isolado	Conjunto
		Isolado	Conjunto		
1.º transversal	5,81	5,77	5,79	0,68	0,34
2.º transversal	7,47	–	7,31	–	2,14
1.º longitudinal	–	7,30	7,76	–	–
3.º transversal	9,22	–	11,6	–	25,81

## 6.2 Curvas de capacidade e análise preliminar de estabilidade

Foram explorados três tipos de metodologias para a análise *pushover*: imposição de aceleração crescente na base (acc); carregamento horizontal com distribuição uniforme em altura (uni) e carregamento horizontal com distribuição triangular invertida em altura (trg). Nas Figuras 9 e 10, apresentam-se as curvas de capacidade de um edifício e do conjunto com os respetivos coeficientes sísmicos ( $\beta$ ), estimados para um período de retorno de 475 anos,  $a_g = 1,7$  m/s e coeficiente de amplificação de 2,5. Nas Tabelas 4 e 5 observam-se os mecanismos de colapso associados.



**Figura 9** Curvas de capacidade para o edifício isolado



**Figura 10** Curvas de capacidade para o conjunto de edifícios – distribuição triangular de forças

## 7 Conclusões

As análises realizadas permitiram concluir que o padrão de carga considerado em análises deste tipo influencia a cedência dos elementos, os mecanismos de rotura associados e a redistribuição de esforços na estrutura.

A distribuição triangular de forças foi a mais adequada para os edifícios, pois aproxima-se mais da configuração do primeiro modo, o que conduz a forças de corte na base inferiores às obtidas pelas outras duas abordagens, que acabam por não ter amplificação ao longo da altura do edifício.

A estimativa da força de corte basal através da imposição de acelerações na base conduz a valores superiores em comparação com as restantes abordagens. Esta hipótese será mais realista, no caso de estruturas muito rígidas, no sentido em que o nível de aceleração é igual, ou seja, não existe amplificação em altura.

Para as curvas de capacidade obtidas através do carregamento uniforme, os valores deveriam ser mais próximos dos obtidos pela aceleração imposta à estrutura. Porém, as cargas impostas por esta abordagem estão aplicadas ao nível dos pisos, pelo que a massa das paredes não está a ser diretamente solicitada, resultando na diferença de resultados entre os dois métodos.

Os mecanismos de colapso considerando o edifício isolado ou o seu conjunto são idênticos. Na direção Y verificam-se principalmente fendas diagonais nas paredes cegas de empenas, que em alguns casos se propagam até às fachadas, levando ao derrubamento do edifício pelo piso 0. Na direção X e com imposição de aceleração na base e carga uniforme, verificam-se principalmente fenómenos de *rocking* dos nembros ao nível do piso 0 enquanto a aplicação da carga triangular conduz aos mesmos mecanismos no piso 2.

Os coeficientes sísmicos obtidos para a direção Y e com distribuição triangular são iguais considerando a análise do edifício isolado ou do conjunto. Já na direção X a análise ao conjunto permite obter coeficientes sísmicos superiores pois os edifícios partilham de paredes meias.

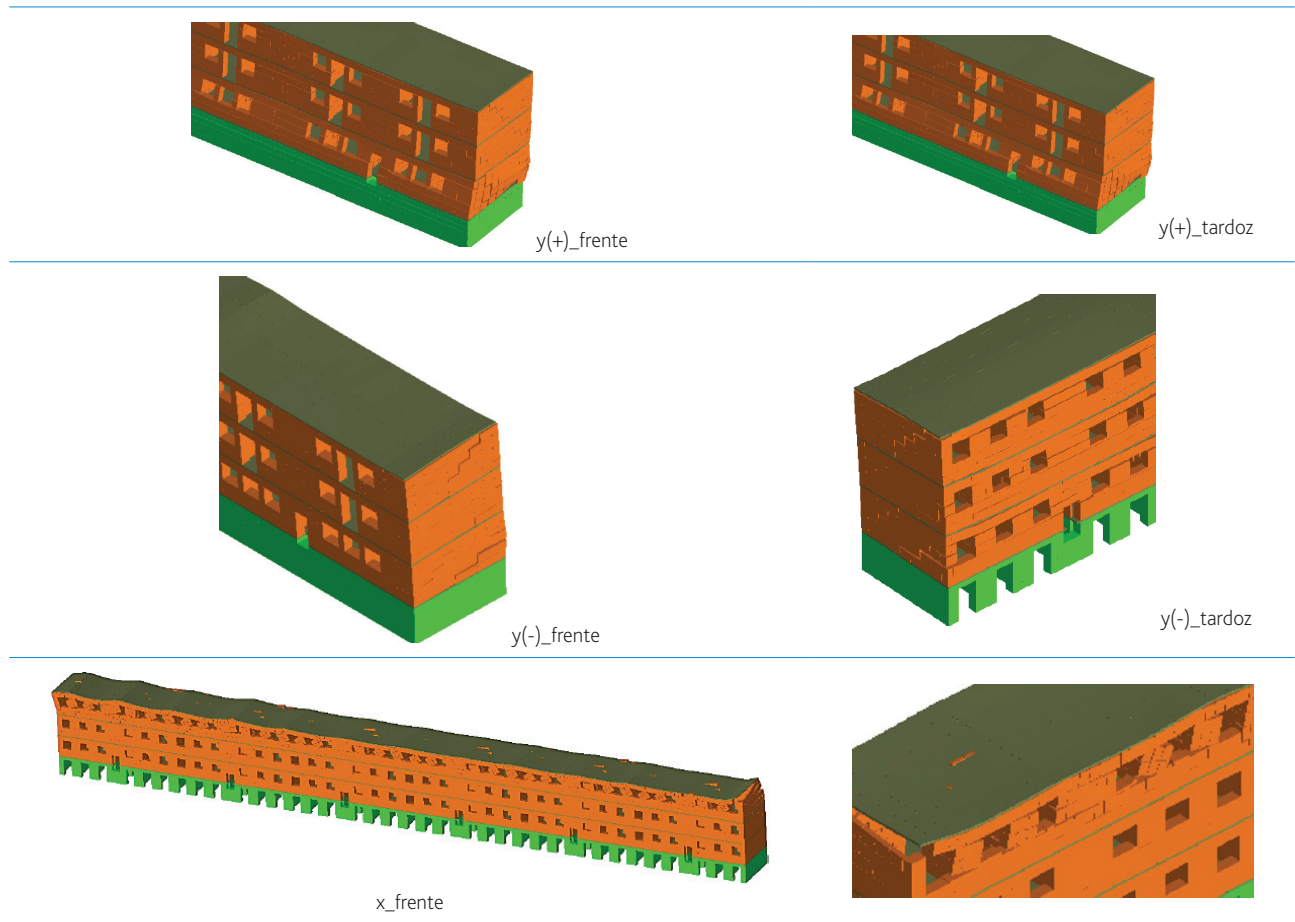
A análise preliminar de estabilidade ao conjunto indica uma força sísmica superior àquela a que os edifícios resistem. O cenário da ação sísmica considerado é o mais desfavorável para a estrutura pelo que, nesse sentido, análises mais rigorosas serão desenvolvidas no âmbito de Tese de Doutoramento.

Tabela 4 Mecanismos de colapso para o edifício tipo isolado

	acc	uni	trg
y(+)_frente			
y(+)_tardoz			
y(-)_frente			
y(-)_tardoz			
x_frente			
x_tardoz			



Tabela 5 Mecanismos de rotura – distribuição triangular de forças



## Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no âmbito da Tese de Doutoramento do primeiro autor financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) – PD/BD/135325/2017.

Ao Professor Corneliu Cismasiu da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa pela cedência do equipamento para identificação modal e respetivo software de análise modal operacional.

As análises numéricas em regime não linear baseadas na formulação do Applied Element Method foram realizadas durante o período de estágio do primeiro autor na Universidade Técnica de Praga (CTU) em 2019.

## Referências

- [1] Meguro, K.; Tagel-Din, H.S. – “Applied Element Method Used for Large Displacement Structural Analysis”, *J. Nat. Disaster Sci.*, 2002.
- [2] Portugal – “Censos 2011 Resultados Definitivos”, Inst. Nac. Estatística, 2012.
- [3] Costa, A. – “Reabilitação e reforço sísmico de construções antigas”, *Sísmica 2010 8.º Congr. Sismol. e Eng. Sísmica*, 2010.
- [4] LNEC – “Evolução das tipologias construtivas em Portugal”, 2005.
- [5] Mayorca, P.; Meguro, K. – “Modeling Masonry Structures using the Applied Element Method”, *Seisan-Kenkyu*, pp. 581–584, 2003.
- [6] Tagel-Din, H.; Meguro, K. – “Applied Element Method for Dynamic Large Deformation Analysis of Structures”, *J. Struct. Mech. Earthq. Eng. JSCE*, 2000.
- [7] Rodrigues, J. – “Identificação Modal Estocástica. Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil”, 2004.
- [8] Pandey, B.H.; Meguro, K. – “Simulation of brick masonry wall behavior under in-plane lateral loading using applied element method”, *13th World Conf. Earthq. Eng. Vancouver, BC, Canada, August, 2004*.
- [9] Karbassi, A.; Nollet, M.J. – “Performance-based seismic vulnerability evaluation of masonry buildings using applied element method in a nonlinear dynamic-based analytical procedure”, *Earthq. Spectra*, 2013.
- [10] Ferrito, T.; Milosevic, J.; Bento, R. – “Edifício ‘de placa’ do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação sísmica com recurso a análises lineares”, pp. 5–20, 2017.
- [11] Ferrito, T.; Milosevic, J.; Bento, R. – “Seismic Vulnerability Assessment of a ‘Placa’ Building Aggregate by Linear and Nonlinear analysis”, *Bull. Earthq. Eng.*, 2016.
- [12] Ministero delle Infrastrutture – “NTC 2008 – Norme tecniche per le costruzioni”, Decreto Minist., 2008.
- [13] Monteiro, M.; Bento, R. – “Seismic Assessment of a ‘Placa’ Building”, 2012.
- [14] Santos, F.; Cismaşiu, I.; Bedon, C. – “Dynamic Characterisation and Finite Element Updating of a RC Stadium Grandstand”, *Buildings*, vol. 8, no. 10, p. 141, 2018.