

Avaliação e caracterização sísmica de um edifício de placa

Seismic vulnerability assessment of a mixed masonry-concrete building

António Sousa Gago¹ | João Gomes Ferreira¹ | Tiago Pinto¹ | Ana Isabel Marques² | Armando Demaj^{1,3}

¹ CERIS, DECivil, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa

² LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

³ Epoka University, Tirana, Albania

resumo

A avaliação da segurança sísmica dos edifícios antigos em alvenaria apresenta alguma complexidade e nem sempre é fácil realizar. Neste artigo apresenta-se um estudo do desempenho sísmico de um edifício misto em alvenaria através de análise estática não linear em conformidade com as disposições do NP EN 1998-3. Foi criado um modelo de pórtico equivalente, admitindo-se para as propriedades mecânicas valores típicos disponíveis na literatura. Realizaram-se, também, testes experimentais para avaliação das frequências naturais do edifício e calibração do modelo numérico. Construíram-se curvas de capacidade para as distribuições de carga uniforme e pseudo-triangular e determinaram-se os deslocamentos alvo referentes à análise pelo método N2. Para avaliar a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia do edifício, foram estudados os fatores de comportamento estrutural utilizando o sistema bilinear equivalente ideal. Os resultados são apresentados e discutidos no artigo.

Palavras-chave: edifícios de placa, vulnerabilidade sísmica, avaliação experimental

abstract

The seismic assessment of old masonry buildings has become a need, however a complex task to achieve. In this study the seismic performance of an existing mixed masonry-concrete building is assessed through non-linear static analysis (pushover), in line with the provisions of NP EN 1998-3. An equivalent frame model was developed with mechanical properties adapted from the literature. Experimental tests were also carried out to measure the natural frequencies of the building which were used to calibrate the numerical model. Ultimate displacement capacity curves for uniform and pseudo-triangular load distribution were derived and target displacements according to N2 method determined. To assess the ductility and energy dissipation capacity of the building, structural behavior factors were evaluated using the ideal equivalent bi-linear system. Results are presented and discussed.

Keywords: masonry-concrete buildings, seismic vulnerability, experimental assessment

1- INTRODUÇÃO

Como é sabido, o desempenho sísmico dos edifícios antigos em alvenaria depende fundamentalmente das paredes de alvenaria, as quais apresentam, em geral, fraca resistência a esforços de corte. Acresce a essa limitação o facto de boa parte desses edifícios, pelo menos os construídos na primeira metade do século XX, terem sido concebidos sem a consideração explícita da problemática sísmica, e, portanto, sem nenhuma (ou quase nenhuma) disposição sísmica. Mesmo nos edifícios construídos em Portugal entre o final do século XVIII e o final do século XIX, altura em que a memória do grande sismo de 1755 ainda persistia e onde se adoptou a tecnologia da gaiola Pombalina, as disposições sísmicas adoptadas têm efeitos insuficientes para as exigências da regulamentação atual. A todas estas deficiências, acrescem aquelas que resultam de alterações arquitetónicas (remoção de paredes estruturais e não estruturais, por exemplo) e da natural degradação dos materiais, em particular das madeiras. Assim, dadas as fragilidades deste edificado e num período em que a reabilitação e reutilização de edifícios antigos é cada vez mais a opção do mercado, a avaliação sísmica dos edifícios antigos de alvenaria é um tópico de interesse.

O presente artigo descreve estudos de avaliação da capacidade sísmica dum edifício duma tipologia de edifícios mistos “alvenaria – betão armado”, usualmente designados por edifícios de “Placa”.

Os edifícios de “Placa” surgiram entre 1930-1960 e representam 30% dos edifícios em Lisboa [1]. Se bem que com algumas variações, sobretudo nos últimos anos da sua construção, o arranjo estrutural destes edifícios é fundamentalmente constituído por elementos verticais (paredes) de alvenaria de tijolo ou blocos de betão e elementos horizontais (lajes e vigas) de betão armado. Também podem ser encontrados edifícios com paredes e/ou pilares de betão armado (com baixa taxa de reforço e barras de reforço lisas e lisas). Esta tipologia foi amplamente construída em Portugal no terceiro quartel do século XX e, também, noutros países de alto risco sísmico.

Comparativamente com os edifícios de alvenaria que precederam esta técnica (“Gaioleiros” e “Pombalinos”) onde os pavimentos eram de madeira e flexíveis, os edifícios de “Placa” apresentam pavimentos em lajes esbeltas de betão armado (embora não contínuas em todo o piso) que se comportam como diafragmas indeformáveis. Esse efeito, como é sabido, melhora o comportamento sísmico dos edifícios por permitir uma distribuição mais eficiente de esforços horizontais pelas paredes portantes.

Existem poucos estudos relacionados com a avaliação sísmica dos edifícios de “Placa” na literatura, mas constata-se que em muitos casos a capacidade sísmica desses edifícios é insuficiente, sendo necessário proceder a ações de reforço. Lamego et al (2017) [2] estudaram a vulnerabilidade de vários edifícios deste tipo através de análises “pushover” em modelos de pórtico equivalente e constataram que a maioria dos edifícios estudados não eram seguros. Bento (2019) [3], considerando análises baseadas no desempenho, concluiu que muitos dos edifícios de “Placa” são vulneráveis face às ações sísmicas, requerendo-se intervenções de reforço estrutural.

Assim, constata-se ser necessário dispor de metodologias e estratégias adequadas para a avaliação da segurança sísmica dos edifícios de “Placa”, sendo que no presente artigo se

apresenta um estudo completo e exaustivo dum edifício particular, como forma de divulgação duma estratégia de análise através de modelação computacional com um modelo de macro elementos e pelo método N2 [4], em conformidade com as disposições da NP EN 1998-3. Foi desenvolvido um modelo de pórtico equivalente no programa de cálculo TreMuri [5] onde as paredes são modeladas como macroelementos, juntamente com pilares e lintéis em elementos rígidos. As propriedades mecânicas da alvenaria foram adaptadas de valores típicos de construções em alvenaria portuguesas, disponíveis na literatura. Para cada direção foram construídas curvas de capacidade de deslocamento, para as distribuições de carga uniforme e pseudo-triangular. Os deslocamentos alvo referentes à análise pelo método N2 foram determinados para as duas ações sísmicas regulamentares. Foram realizados testes experimentais para avaliação das frequências naturais do edifício, fornecendo dados para calibração do modelo numérico. Finalmente, para avaliar a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia do edifício, foram estudados os fatores de comportamento estrutural utilizando o sistema bi-linear equivalente ideal.

2- CASO DE ESTUDO

Em Portugal a utilização do betão armado na construção de edifícios residenciais iniciou-se na primeira metade do século XX. Os edifícios de "Placa", construídos entre 1940 e 1960 representam um período de transição de edifícios de alvenaria para edifícios modernos de betão armado.

O edifício selecionado para estudo localiza-se numa zona residencial de Lisboa e foi construído na década de 1940-50. O seu arquiteto foi Raul Francisco Tojal e a sua estrutura foi concebida pelo engenheiro Francisco Ventura Rego (figura 1).

O edifício tem 5 andares de altura e apresenta uma planta em forma de "T", também conhecida como "rabo de bacalhau", típica dos edifícios lisboetas desta época. Os desenhos do projeto original mostram que a fundação das paredes foi executada com "caboucos" de alvenaria de pedra, enquanto que para suportar os pilares de betão armado se optou por sapatas em betão armado.

De acordo com a memória descritiva do projeto original, há paredes estruturais compostas por diferentes materiais: alvenaria ordinária, tijolos cerâmicos e betão armado. A fachada principal é em alvenaria de pedra ordinária com argamassa de cal hidráulica. As paredes laterais são em betão armado, com 0.30 m de espessura nos três primeiros andares e 0.20 m no andares superiores. As lajes são também em betão armado, com uma espessura de 0.12 m. As paredes interiores são de alvenaria de tijolo maciço ou oco e em blocos de betão, assente com argamassa de cimento (traço cimento areia de 1:5). No piso térreo, uma vez que foram necessários vãos maiores e espaços abertos para fins comerciais, existe uma estrutura de vigas e pilares em betão armado (figuras 2 e 3). A estrutura do telhado é em madeira de pinho, apoiada nas paredes internas e laterais.

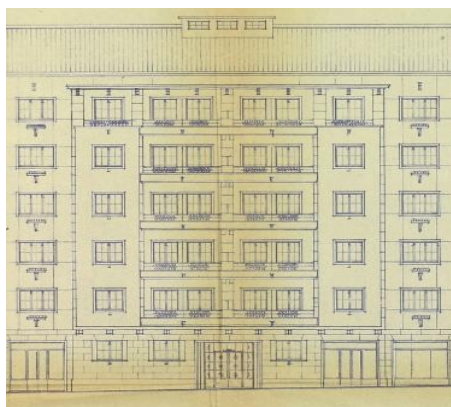


Fig. 1 | Fachada nascente do edifício caso de estudo (Arquivo Municipal de Lisboa, CML).

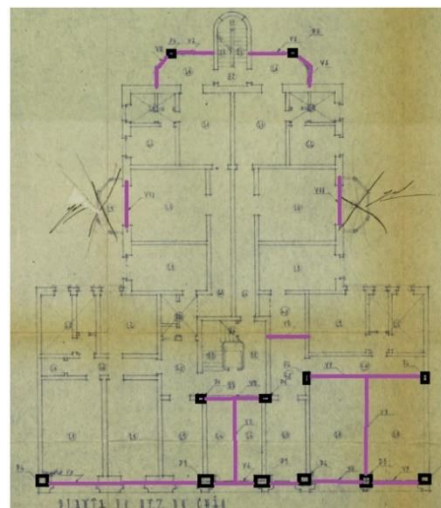


Fig. 2 | Planta do R/C do edifício caso de estudo onde é visível a estrutura de vigas e pilares em betão armado. (Arquivo Municipal de Lisboa, CML).

3- ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

Para a identificação dinâmica da estrutura, foram efetuados ensaios de vibração ambiente no edifício. Para este fim, foi utilizada uma unidade triaxial digital e de registo [ETNA da Kinemetrics]. Foram escolhidos dois locais para a realização dos testes. O primeiro (Teste 1) foi realizado no quinto andar, junto à escada central, enquanto que o segundo (Teste 2) foi realizado no sótão do edifício, perto da fachada posterior. Para cada teste foram feitas oito gravações com a duração de 1 minuto. Na figura 4 indica-se a localização dos testes.

As acelerações registadas foram processadas pelo programa Tsoft [6]. O intervalo de tempo considerado para a análise foi de 16.4 segundos, correspondendo a 4096 valores de aceleração

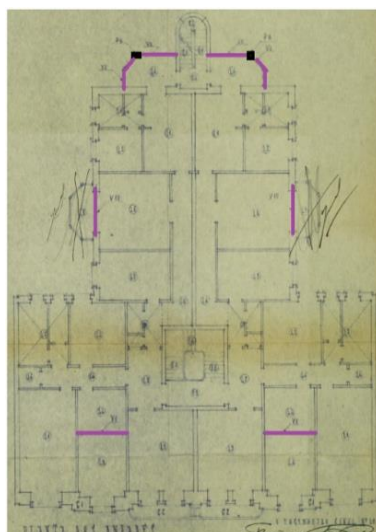


Fig. 3 | Planta dos pisos superiores do edifício caso de estudo. (Arquivo Municipal de Lisboa, CML).

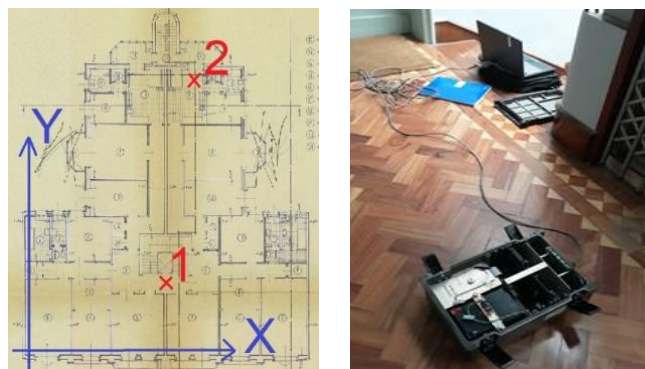


Fig. 4 | Localização dos pontos de registo nos testes de identificação modal.

(taxa de aquisição - 250 Hz). Foi realizada uma análise de Fourier (Fast Fourier Transform - FFT) para obter o espectro de potência para as direções X e Y. Na figura 5 apresentam-se os espectros de potência obtidos para as direções X e Y.

As frequências foram estimadas através da análise dos espectros de potência obtidos para as direções X e Y, em ambos os locais, tendo-se obtido para o 1º modo (direção X) uma frequência de 3.25 Hz e para o 2º modo (direção Y) uma frequência de 4.68 Hz.

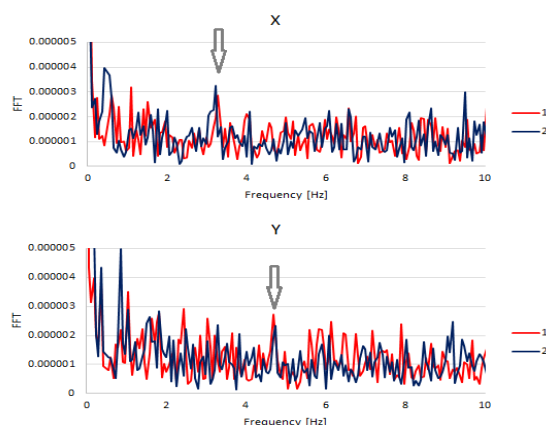


Fig. 5 | Resultados FFT na direção X (em cima) e na direção Y (em baixo).

4- MODELO NUMÉRICO

O edifício foi modelado através do programa de cálculo TreMuri [5], no qual as paredes estruturais em alvenaria são simuladas como macro-elementos (colunas e lintéis) ligados por zonas rígidas (Figura 6). Para definir as propriedades mecânicas dos diferentes tipos de alvenaria recorreu-se à literatura, nomeadamente, ao regulamento italiano NTC 2008, à versão em revisão da NP EN 1998-3, e a bases de dados mais específicas, como é o caso das disponíveis em [1] e [7] para alvenarias portuguesas. Os valores adoptados no modelo numérico são os apresentados na Tabela 1. O módulo de distorção G foi considerado como um terço do módulo de elasticidade [8] e a resistência ao corte para tensão de compressão nula τ_0 foi calculada como $\tau_0 = f_t/1.5$, onde f_t é a resistência à tração da alvenaria.

Tabela 1 | Características Mecânicas adotadas no modelo Numérico

Alvenaria	Ligante da Argamassa	Módulo de Elasticidade E [GPa]	Módulo de distorção G [GPa]	Resistência à Compressão f_c [MPa]	Resistência à tração f_t [MPa]	Peso Específico γ [kN/m³]
Pedra Ordinária	Cal Hidráulica	1.0	0.333	2.65	0.09	21
Tijolo Maciço	Cimento	7.4	2.46	7.80	0.40	18
Tijolo Furado	Cimento	3.5	1.16	2.16	0.40	15
Blocos de Betão	Cimento	3.0	1.00	5.50	0.25	14

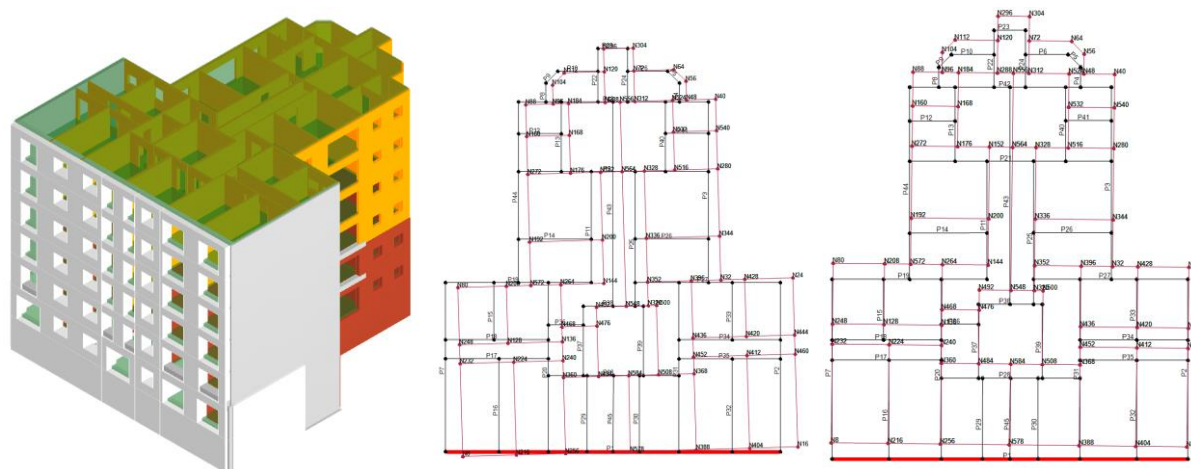


Fig. 6 | Modelo Tremuri de análise tridimensional.

Considerado que o betão original é de baixa resistência, adotaram-se para os elementos em betão armado as características mecânicas correspondentes a um betão da classe C12/15. A NP EN 1998-3 define "fatores de confiança" que refletem o nível de conhecimento quanto às características mecânicas dos materiais. Tendo em conta os documentos originais que se conseguiu aceder, as bases de dados disponíveis e os ensaios de caracterização dinâmica realizados, adoptou-se para o presente caso de estudo um nível de conhecimento 2 (conhecimento normal). Este nível corresponde a um fator de confiança de 1.20 e os valores das propriedades mecânicas da alvenaria na Tabela 1 (valores médios) serão divididos por esse valor para obter os respectivos valores característicos.

Consideradas as características mecânicas da Tabela 1 e quantificadas as cargas e massas existentes no edifício, efetuou-se a análise modal do edifício através do programa de cálculo TreMuri, tendo-se obtido modos de vibração fundamentais com as seguintes frequências: 3.36 Hz para o 1º Modo (translação na direção X) e 5.13 Hz para o 2º Modo (translação na direção Y). Esses valores são suficientemente próximos dos valores experimentais, não se tendo feito outros ajustes nas propriedades do modelo numérico.

5- ANÁLISE SÍSMICA

Na definição do espectro de resposta elástica seguiu-se a NP EN 1998-1, tendo-se admitido que o solo de fundação é do tipo C e uma classe de importância II. De acordo com a NP EN 1998-1, foram definidas duas ações sísmicas: sismo distante (SA 1.3) e sismo próximo (SA 2.3).

5.1. Requisitos de Desempenho

Segundo a NP EN 1998-3, os requisitos fundamentais em termos de resistência sísmica referem-se a níveis de danos na estrutura, definidos através de três Estados Limite (LS): nomeadamente Colapso Eminente (NC), Danos Severos (SD), e Limitação de Danos (DL). Os níveis adequados de proteção são alcançados selecionando, para cada um dos LS um período de retorno para a ação sísmica:

- LS de Colapso Eminente (NC): 2475 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos.
- LS de Danos Severos (SD): 475 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.
- LS de Limitação de Danos (DL): 225 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos.

O anexo nacional da NP EN 1998-3 indica que para edifícios de classe de importância II se deve considerar o Estado Limite de Danos Severos (SD), em que as acelerações máximas de referência são multiplicadas por 0.75 e 0.84 para os sismos SA 1.3 e SA 2.3, respectivamente (que têm um período de retorno de 308 anos). Assim, de acordo com a NP EN 1998-3 a verificação da segurança de estruturas existentes será realizada com uma ação sísmica de menor intensidade que a considerada em construções novas.

5.2. Análise Estática Não Linear

Na análise não linear caracteriza-se a estrutura através duma curva de capacidade (pushover) que relaciona a força de corte basal e o deslocamento do edifício num ponto de controlo localizado no último piso.

As análises estáticas não lineares foram realizadas de acordo com a NP EN 1998-3, em duas direções (direção X: paralela à fachada, e direção Y: perpendicular à fachada) e em dois sentidos. Foram considerados dois tipos de distribuição de carga: uniforme (proporcional à massa); e pseudo triangular (proporcional à massa $\times$ altura). De acordo com a NP EN 1998-3 [9], a capacidade última do edifício é definida em termos do seu deslocamento ao nível da cobertura, sendo o deslocamento para o qual a resistência lateral total (esforço de corte basal) desceu abaixo de 80% da resistência máxima da estrutura. No caso do Estado Limite de Danos Severos (SD), a capacidade global deve ser considerada como $\frac{3}{4}$ desse deslocamento último. De referir que, não obstante a simplicidade desta abordagem, ela pode ser pouco fiável quando os pavimentos não se comportam como diafragmas

rígidos. Nesses casos pode acontecer que danos locais numa parede com pequena contribuição para a força total de corte da base não sejam detectáveis na curva global. Assim, considera-se que o Estado Limite de Danos Severos (SD) é atingido quando numa história de uma parede, o drift entre andares excede um determinado limiar. De acordo com a NP EN 1998-3, estes limites são de 0.8% para elementos controlados por flexão e 0.4% para elementos controlados por corte. Embora neste estudo não tenha ocorrido, é necessário verificar, também, se a estrutura tem alguma perda súbita de resistência lateral, o que pode indicar a ocorrência dum mecanismo de colapso. Na Tabela 2 mostram os três critérios considerados na definição da capacidade da estrutura.

Através do programa de cálculo TreMuri obtiveram-se as curvas de capacidade (pushover) da estrutura que se representam na Figura 7 e na Tabela 3. É de referir que na direção X o deslocamento final foi condicionado pelo limite de drift entre andares, enquanto na direção Y foi condicionado pela redução de 20% da força de corte basal. Dos resultados obtidos conclui-se que a direção Y apresenta mais resistência e rigidez do que na direção X, mas menor ductilidade.

Tabela 2 | Critérios para definição da capacidade estrutural do edifício

Critério	Norma	Tipo
Redução de capacidade em 20%	NP EN 1998-3	Global
Drift entre pisos excessivo	NP EN 1998-3	Local
Mecanismo de colapso súbito		Global

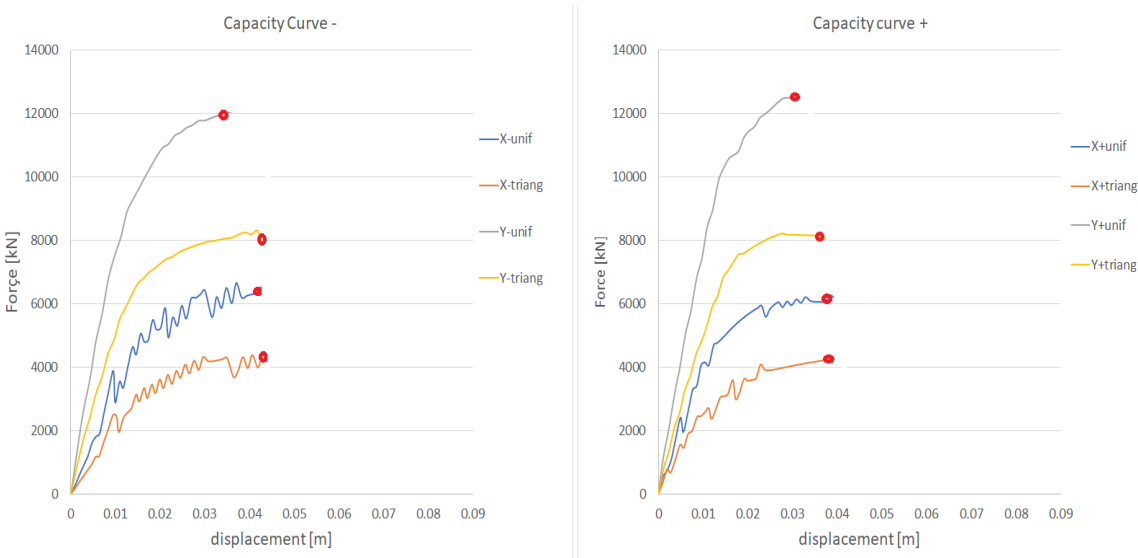


Fig. 7 | Curvas de Capacidade.

Tabela 3 | Deslocamentos Últimos

Distribuição de Cargas Uniforme			
X+	X-	Y+	Y-
0.042 m	0.041 m	0.038 m	0.039 m
Distribuição de Cargas Pseudo-Triangular			
X+	X-	Y+	Y-
0.040 m	0.043 m	0.036 m	0.039 m

5.3. Deslocamento Alvo – Método N2

Para a avaliação sísmica do edifício foi definido o deslocamento alvo de acordo com o método N2 desenvolvido por Fajfar (2000) [4] e sugerido na NP EN 1998-1 [10].

Do espectro de resposta elástica determina-se a aceleração máxima para um sistema de um grau de liberdade (SDOF), com um determinado período de vibração. Esta aceleração multiplicada pela massa do edifício representa a força total sísmica que deve ser suportada pela estrutura. Contudo, em vez de analisar acelerações, o procedimento sugerido no Anexo B da NP EN 1998-1 [10] considera o conceito de deslocamento do alvo – o edifício deverá ter capacidade para suportar um determinado deslocamento alvo que é o deslocamento a que o edifício ficará sujeito no evento sísmico regulamentar. De acordo com a NP EN 1998-1 [10], se a estrutura for considerada de médio ou longo período ($T^* > T_c$ – Figura 8b)), o deslocamento do alvo é calculado como se o SDOF tivesse um comportamento elástico (contudo, não verdadeiramente elástico porque na análise sísmica o módulo de elasticidade da alvenaria é reduzido em 50%), obtendo-se:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (1)$$

Se a estrutura for considerada de período curto ($T^* < T_c$ – Figura 8a)) o Anexo B da NP EN 1998-1 [10] indica o procedimentos para o cálculo do deslocamento alvo que se sumariza na Figura 8a).

Na Tabela 4 indicam-se os valores deslocamentos alvo do SDOF obtidos para as direções X e Y e para os dois tipos de distribuição de carga: uniforme e pseudo triangular. Nos valores indicados nessa tabela constata-se que a ação sísmica SA 1.3 é a mais exigente em termos de deslocamento alvo. Na Figura 9 representa-se a relação entre o deslocamento máximo admissível da estrutura e o deslocamento alvo, podendo constatar-se que na direção Y e para a distribuição de carga pseudo triangular não se satisfazem as condições de segurança.

5.4. Fator de comportamento q

O recurso a análises não lineares complexas nem sempre é opção na prática do projeto de engenharia de estruturas. Muitas vezes, os projetistas recorrem a análises elásticas lineares

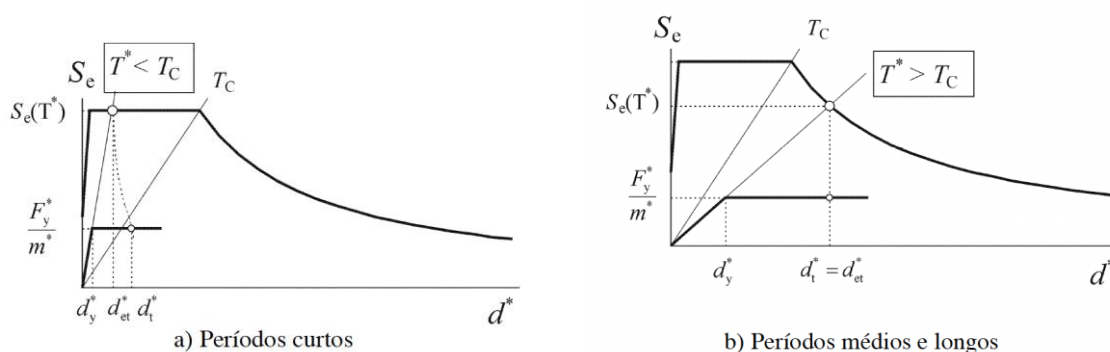


Fig. 8 | Cálculo do deslocamento alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade [10].

Tabela 4 | Deslocamentos Alvo

	Distribuição Uniforme				Distribuição Pseudo-Triangular			
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
F_y	6000	5900	11200	11000	4000	3800	8000	7100
F_y/m*	0.83	0.81	1.55	1.52	0.55	0.52	1.10	0.98
d_y*	0.019	0.028	0.022	0.024	0.025	0.027	0.022	0.020
T*	0.31	0.30	0.19	0.21	0.33	0.30	0.18	0.19
d_t SA 1.3	0.025	0.026	0.035	0.032	0.025	0.027	0.040	0.039
d_t SA 2.3	0.010	0.010	0.018	0.016	0.011	0.010	0.019	0.018

afetando os seus resultados de um fator de comportamento q que pretende ter em conta os efeitos da resposta não linear da estrutura. Segundo a NP EN 1998-1 [10], o fator de comportamento estrutural é um fator de redução da força elástica que é a relação entre as forças sísmicas que a estrutura experimentaria se a sua resposta fosse completamente elástica (com um amortecimento viscoso de 5%) e as forças sísmicas que experimenta num comportamento real, não linear. O fator de comportamento q é, portanto, uma medida da ductilidade e da capacidade de dissipação de energia da estrutura do edifício.

Assim, o fator q pode ser definido por:

$$q = \frac{V_{el,max}}{V_y} = q_0 \quad (2)$$

em que, $V_{el,max}$ é a força de corte basal da resposta elástica ideal e V_y corresponde ao sistema bilinear ideal, equivalente ao verdadeiro comportamento não-linear.

O fator q deve ainda considerar um fator OSR (Over Strength Ratio) que é a razão entre V_y e o valor da força de corte basal V_{el} no qual o primeiro elemento estrutural atinge a sua capacidade de resistência (por corte ou flexão), de acordo com uma análise elástica linear (Figura 10):

$$q = \frac{V_{el,max}}{V_y} = \frac{V_{el,max}}{V_y} \frac{V_y}{V_{el}} = q_0 \cdot OSR \quad (3)$$

O OSR depende de vários fatores, como por exemplo a configuração e a redundância estrutural. No caso de edifícios de “Placa” em que os elementos de betão armado são caracte-

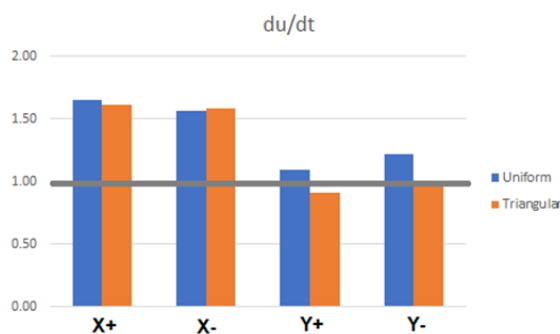


Fig. 9 | Deslocamento máximo admissível (Tabela 3) em função do deslocamento alvo para a ação sísmica AS 1.3.

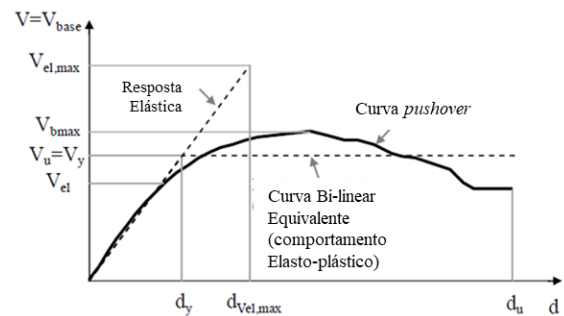


Fig. 10 | Força de corte basal V_b em função do deslocamento. Parâmetros para definição do fator de comportamento q .

rizados por um betão fraco e percentagens muito baixas de armadura (longitudinal e transversal) é razoável considerar-se para o fator OSR um valor de 1.1 [1].

Assim, considerando os resultados das análises lineares e não lineares realizadas através do programa de cálculo TreMuri, calcularam-se os seguintes fatores de comportamento nas duas direções:

$$q_x = q_0 \cdot OSR = 5.0 \cdot 1.1 = 5.5 \quad (4)$$

$$q_y = q_0 \cdot OSR = 2.85 \cdot 1.1 = 3.1 \quad (5)$$

os quais são significativamente superiores aos valores propostos na regulamentação atual $q = 1.5$ (NP EN 1998-1 [10] e NP EN 1996-1 [11]). No entanto, é de referir que no código italiano NTC 2008 é proposto para edifícios de alvenaria não armada, com mais de um andar e regulares em altura, um valor para o fator de comportamento $q = 2.0 \cdot 1.8 = 3.6$, próximo do valor obtido no presente estudo.

6- CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios mostraram boa calibração do modelo numérico (experimental: $f_x = 3.25$ Hz e $f_y = 4.68$ Hz; numérico $f_x = 3.36$ Hz e $f_y = 5.13$ Hz), confirmando-se que os valores disponíveis na literatura para as características dos materiais (massas e módulos de elasticidade) são adequados para este tipo de edifícios. O primeiro e o segundo modos de vibração têm alguma torção associada, o que pode ser explicado pela estrutura em betão armado existente no piso térreo. Não existe um estudo específico para as frequências de vibração dos edifícios de "Placa", mas, comparando os valores obtidos com os valores da Tabela 5, onde se registaram valores de estudos anteriores, constata-se que estão dentro da gama de valores expectável.

As análises não lineares do edifício de "Placa" foram realizadas através do programa TreMuri, tendo-se concluído que o edifício não verifica a segurança para o Estado Limite de Danos Significativos para o critério do deslocamento final, quando se considera na análise pushover a direção Y e distribuição de cargas pseudo triangular. O resultado revela a importância da consideração simultânea de análises com as duas disposições de carga: uniforme e pseudo triangular.

O estudo incluiu a avaliação do fator de comportamento estrutural q para o edifício de "Placa"

Tabela 5 | Resultados de estudos anteriores [12]

Local	Altura	f_x / f_y (Hz)
Av. 5 Outubro	20 m	2.30 / 3.50
Av. Alm. Reis	16 m	3.60 / 4.40
Av. João XXI	20 m	3.10 / 3.80

em estudo. Este é um tópico relevante, uma vez que o recurso a essa estratégia de análise sísmica é muito frequente em projeto de estruturas. Concluiu-se que, para este edifício em particular, os valores dos fatores de comportamento estrutural q definidos nas normas NP EN 1998-1 e NP EN 1996-1 podem ser conservadores. Os valores propostos na norma Italiana NTC 2008 são menos conservadores e semelhantes aos obtidos no presente estudo.

Contudo, é de referir que o fator de comportamento estrutural q é muito sensível à configuração do edifício, aos materiais e, também, aos modelos numéricos utilizados, pelo que a avaliação crítica dos seus valores deverá ser aprofundada, especificamente testando diferentes configurações de edifícios.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia – através do projeto “RESIST-2020 – Reabilitação Sísmica de Edifícios Antigos de Alvenaria-Betão”, PTDC/ECI-EGC/30567/2017.

REFERÊNCIAS

- [1] Milosevic, J., Cattari, S., Bento, R. (2018): “Sensitivity analyses of seismic performance of ancient mixed masonry-RC buildings in Lisbon”, International Journal of Masonry Research and Innovation, Inderscience Publishers, Paper in press.
- [2] Lamego P., et. al., 2017. Seismic vulnerability and risk analysis of the old building stock at urban scale: application to a neighbourhood in Lisbon, 2017
- [3] Bento R., 2019. Seismic assessment and strengthening of URM and mixed masonry-RC buildings in Lisbon, Portugal
- [4] Fajfar P. (2000) A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. Earthquake Spectra. 2000; 16(3): 573-592. doi:10.1193/1.1586128
- [5] Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A. e Cattari, S. (2013): TreMuri program: An equivalent frame model for the non-linear seismic analysis of masonry buildings. Engineering Structures, 56, 1787-1799. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.00>
- [6] Michel Van Camp, Paul Vauterin, Tsoft: graphical and interactive software for the analysis of time series and Earth tides, Computers & Geosciences, Volume 31, Issue 5, 2005, Pages 631-640, ISSN 0098-3004, <https://doi.org/10.1016/j.cageo.2004.11.015>

- [7] Simões, A. G., Appleton, J. G., Bento, R., Caldas, J. V., Lourenço, P. B. e Lagomarsino, S. (2017): Architectural and Structural Characteristics of Masonry Buildings between the 19th and 20th Centuries in Lisbon, Portugal. International Journal of Architectural Heritage. <http://dx.doi.org/10.1080/15583058.2016.1246624>
- [8] NTC. (2008). Norme Tecniche per la Costruzioni. Decreto Ministeriale, Official Gazette. Itália. (Month Year).
- [9] CEN. (n.d.). NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência ao sismo. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization. Draft não oficial.
- [10] CEN. (2010). NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.
- [11] CEN. (2008). NP EN 1996-1-1: Eurocódigo 6 – Projecto de Estruturas de alvenaria. Parte 1.1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.
- [12] Oliveira, C. S. (1997): Frequências Próprias de Estruturas com base em Medições Expeditas in situ, 3º ENSES, IST, Lisboa.