

Análise da fragilidade sísmica de blocos rígidos não estruturais

Seismic fragility analysis of non-structural rigid block elements

André Lopes
Alexandre A. Costa
João Miranda Guedes
Vitor Silva

Resumo

Nos últimos anos têm ocorrido danos graves em elementos não estruturais sujeitos a ações sísmicas, tendo-se observado o colapso de alguns destes elementos na via pública, ou sobre estruturas adjacentes. Estes acontecimentos despoletaram a realização de análises de vulnerabilidade sísmica de elementos não estruturais, do tipo bloco rígido, representativos de 4 tipologias definidas a partir de uma base de dados de edifícios antigos de alvenaria. Foram efetuadas análises dinâmicas considerando os blocos poisados no solo e colocados no topo das fachadas de 3 desses edifícios na cidade do Porto. Foram ainda construídas curvas de fragilidade que mostram que o comportamento dos blocos depende da sua esbelteza, das características dinâmicas dos edifícios onde se posicionam e do tipo de comportamento material, linear, ou não linear, adotado na modelação dos edifícios. A resposta dos blocos foi ainda comparada com resultados obtidos através da metodologia preconizada no documento FEMA P-58.

Abstract

In recent years, serious damage has occurred to non-structural elements subject to seismic actions, with the collapse of some of these elements into public areas, or on adjacent structures. These events triggered the assessment of seismic vulnerability analyses of non-structural elements assuming a rigid block behaviour, representative of 4 typologies defined based on information from a database of old masonry buildings. Dynamic analyses were performed considering the blocks placed on the ground and on the top of the facades of 3 buildings located in the city of Porto. Fragility curves were derived, which indicate that the behaviour of the blocks depends on: their slenderness, the dynamic characteristics of the buildings where they are located and the type of assumed material behaviour (linear or non-linear). The response of the blocks was also compared with results obtained through the methodology recommended in the FEMA P-58.

Palavras-chave: Elementos não estruturais / Bloco rígido / Comportamento sísmico / Curvas de fragilidade

Keywords: Non-structural elements / Rigid block / Seismic behaviour / Fragility curves

André Lopes

Estudante
FEUP
Porto
up201503728@fe.up.pt

Alexandre A. Costa

Engenheiro Civil / Prof. adjunto convidado
NCREP / ISEP
Porto
alexandre.costa@ncrep.pt

João Miranda Guedes

Prof. Associado
FEUP
Porto
Portugal
jguedes@fe.up.pt

Vitor Silva

Prof. Associado
Universidade Fernando Pessoa
Porto
Portugal
vitorsilva@ufp.edu.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.

LOPES, A., [et al.] – Análise da fragilidade sísmica de blocos rígidos não estruturais. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 47-56.

1 Introdução

Nos últimos anos, o estudo do comportamento dos edifícios sujeitos a ações sísmicas tem-se revelado determinante no que diz respeito à mitigação de danos materiais e económicos, multiplicando-se os casos em que os edifícios apresentam danos ligeiros e/ou pouco significativos. Contrastando com este facto, tem-se verificado a ocorrência de danos graves em Elementos Não Estruturais, observando-se o colapso de alguns destes elementos com a indução de dano em estruturas adjacentes, ou até mesmo na via pública. Estas ocorrências podem gerar prejuízos económicos significativos e causar feridos e vítimas mortais, que poderiam ser facilmente evitados se estes elementos apresentassem uma maior estabilidade face à ocorrência deste tipo de eventos.

Um dos mais recentes sismos que causou inúmeros danos em elementos não estruturais ocorreu a 22 de março de 2020 na cidade de Zagreb (Croácia), tendo atingido a magnitude de 5,3 (M_w). Um dos edifícios históricos afetado por este sismo foi a catedral de Zagreb, onde ocorreu o colapso do pináculo da torre sul que caiu sobre a estrutura adjacente. O pináculo da torre norte, apesar de não ter colapsado à data do sismo, foi removido no mês seguinte, por se constatar, após uma inspeção, que se encontrava em risco de colapso devido a danos provocados pela ação sísmica. Na Figura 1 observa-se a remoção do pináculo da torre norte assim como a torre sul, sem o pináculo que havia colapsado.

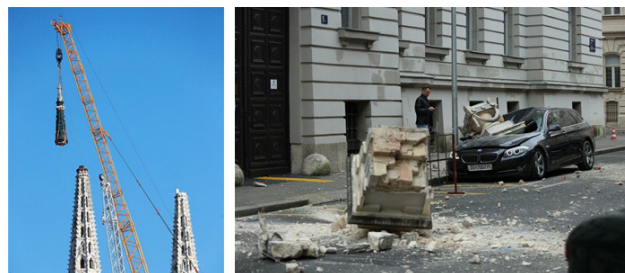


Figura 1 Remoção do pináculo da torre norte da catedral e queda de elementos decorativos existentes sobre as fachadas em Zagreb, após o sismo de março de 2020

Também no edifício do Ministério das Finanças em Zagreb colapsaram as esculturas decorativas que se encontravam no topo da fachada do edifício. Uma das esculturas caiu em cima de um carro esmagando-o, enquanto outra caiu na via pública como mostra a Figura 1. De notar que o sismo ocorreu por volta das 6 horas da manhã, altura em que o número de pessoas na rua era reduzido; caso contrário, a queda destes elementos poderia ter causado feridos e/ou mortes adicionais.

Já a 26 de janeiro de 2021, o Instituto Geográfico Nacional de Espanha registou num período de 30 minutos, 3 sismos com magnitude superior a 4,0 com epicentro localizado a cerca de 11 quilómetros de Málaga; 2 com magnitude de 4,2 e outro com 4,5. Nos dias seguintes sucederam-se várias réplicas, porém, de intensidade menor. Não foram registadas quaisquer mortes e os danos nos edifícios foram ligeiros. No entanto, verificou-se um ferido devido à queda de parte de uma chaminé sobre a cobertura da sua casa.

2 Casos de estudo

2.1 Elementos não estruturais

Nas secções seguintes é estudado o comportamento de Elementos Não Estruturais do tipo bloco rígido poisado, designados na literatura inglesa como *free-standing blocks* (FSB), quando sujeitos a ações sísmicas. Estes elementos representam elementos arquitetónicos, ou decorativos que vulgarmente se localizam no topo dos edifícios, nomeadamente das fachadas. A análise é efetuada considerando os FSB agrupados por famílias definidas de acordo com informação constante numa base de dados do gabinete de projeto NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda, que contém dados resultantes do levantamento das características de 90 edifícios antigos da cidade do Porto. De forma complementar, a análise assume duas hipóteses para a localização dos blocos: poisados no solo, ou localizados no topo da fachada de edifícios que foram selecionados a partir da referida base de dados.

2.1.1 Estabilidade e dinâmica de FSB

Aos FSB foi associado um modelo de bloco rígido, como o representado na Figura 2, com espessura $2b$, altura $2h$ e raio $R = \sqrt{b^2 + h^2}$ orientado segundo um ângulo β com a linha vertical tal que $\tan(\beta) = b/h$.

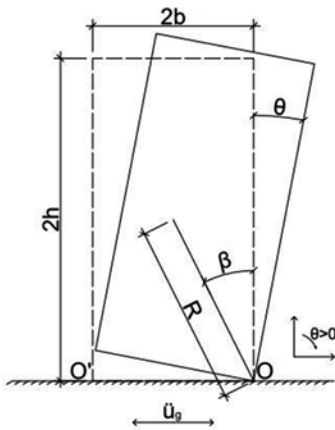


Figura 2 Bloco rígido

Considera-se que o movimento do bloco, e o seu eventual colapso quando submetido a forças horizontais, ocorre pela perda de equilíbrio por rotação, sem deslizamento. Esta opção é congruente com muitos dos colapsos de FSB provocados por ocorrências sísmicas. Nestas circunstâncias, através da imposição do equilíbrio estático das forças atuantes sobre o bloco é possível obter, de modo expedito, o menor coeficiente sísmico α (fator multiplicador do peso do bloco) que derruba o bloco, ou seja, que garante que o cociente entre o momento derrubador (resultante da ação da força sísmica $F = \alpha \cdot g \cdot m$) e o momento estabilizador (resultante da ação do peso $P = g \cdot m$) calculados em relação ao ponto O (charneira de rotação) é inferior ou igual a 1, tal como mostra a Equação (1). Em particular, constata-se que α coincide com a tangente do ângulo β , referido anteriormente.

$$\alpha = \frac{g \cdot m \cdot b}{g \cdot m \cdot h} = \frac{p \cdot b}{p \cdot h} = \frac{b}{h} \quad (1)$$

Por outro lado, quando solicitado por uma ação dinâmica horizontal, a rotação do bloco, sem deslizamento, é mensurada através da variável θ (Figura 2), cuja lei de variação no tempo obedece à Equação (2), e que no âmbito deste trabalho foi resolvida com recurso a um código em *Python* [1], uma linguagem de programação dinâmica, interpretada, modular e orientada para objetos. Criada no início dos anos 90 pelo holandês Guido Van Rossum, esta linguagem de programação continua em constante evolução, sendo cada vez mais utilizada pela comunidade científica.

$$\theta''(t) = -p^2 \cdot \left\{ \sin[\beta \cdot \text{sgn}[\theta(t)] - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cdot \cos[\beta \cdot \text{sgn}[\theta(t)] - \theta(t)] \right\} \quad (2)$$

Na Equação 1 e 2, a variável m representa a massa do bloco, g a aceleração da gravidade, $\ddot{u}_g(t)$ e $\theta''(t)$ as leis de variação da aceleração horizontal aplicada na base do bloco e da aceleração angular do bloco, respetivamente, e I_o o momento de inércia de massa do bloco em relação ao ponto O [2]. O parâmetro p representa a frequência angular de referência do bloco, ou frequência de *Housner* para movimento de rotação do bloco rígido sem deslizamento (*rocking*), sendo que para blocos retangulares pode ser calculado através da Equação (3) [3].

$$p = \sqrt{\frac{3 \cdot g}{4 \cdot R}} \quad (3)$$

A partir do valor de p é possível obter a frequência de referência de *rocking* do bloco, $fr = p/(2\pi)$, ou o período de referência do bloco $Tr = 1/fr$ ("effective rocking period" na literatura inglesa).

Nestas condições, o bloco inicia o movimento de rotação em torno de O (ou O', dependendo do sentido de rotação – Figura 2), podendo ocorrer duas situações: o bloco é imediatamente derrubado ou, caso isso não aconteça, o bloco irá inverter o sentido da rotação, voltando à posição inicial, e irá rodar em torno de O' até inverter novamente o movimento, e assim sucessivamente. Considerando o último caso, o impacto entre o bloco e a base ocorre com dissipação de energia [4]. Sendo " θ_1 " a velocidade angular do bloco imediatamente antes do impacto e " θ_2 " a velocidade angular imediatamente após o impacto, a redução da energia cinética durante o impacto é medida pelo coeficiente r , calculado de acordo com a Equação (4), que impõe que a velocidade angular após o impacto seja \sqrt{r} vezes a velocidade angular antes do impacto.

$$r = \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot I_o \cdot \theta_2^2 \right)}{\left(\frac{1}{2} \cdot I_o \cdot \theta_1^2 \right)} = \left(\frac{\theta_2}{\theta_1} \right)^2 \quad (4)$$

Aplicando o teorema da conservação do momento angular e utilizando a relação de velocidades dada pela Equação (4), obtém-se para o coeficiente de restituição a Equação (5) [3].

$$r = \left[1 - \frac{3}{2} \cdot \sin^2(\beta) \right]^2 \quad (5)$$

2.1.2 Famílias de blocos

Como ponto de partida para a seleção das características geométricas dos FSB a estudar, foi utilizada a base de dados do gabinete de projeto NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda, que contém informação resultante do levantamento das características de 90 edifícios, dos quais 34 (38 %) contêm 43 FSB que foram utilizados para caracterizar as famílias de blocos que foram adotadas neste estudo. Na impossibilidade de analisar individualmente o comportamento de todos os FSB, foi efetuada uma análise estatística a diferentes parâmetros dos blocos, tais como: a esbelteza $\lambda = h/b$, o coeficiente sísmico α , o raio R e o parâmetro de frequência do bloco p . Desta análise destacou-se o parâmetro p por apresentar uma distribuição estatística mais próxima de uma distribuição normal. Foi ainda efetuada uma análise cruzada entre os parâmetros p e α de modo a poder distinguir blocos de iguais dimensões, mas orientados de forma diferente. Este estudo mostra que 65 % dos elementos da amostra se encaixavam em 4 grandes famílias de blocos, como mostra a Figura 3. Nas análises a seguir realizadas, cada família de blocos é representada por um bloco único com as características médias encontradas para cada família de blocos:

Família 1: $\alpha = 0,165$; $p = 3,15$ rad/s; $2b = 0,24$ m; $2h = 1,46$ m;
 Família 2: $\alpha = 0,165$; $p = 3,85$ rad/s; $2b = 0,16$ m; $2h = 0,98$ m;
 Família 3: $\alpha = 0,295$; $p = 3,85$ rad/s; $2b = 0,28$ m; $2h = 0,95$ m;
 Família 4: $\alpha = 0,295$; $p = 4,55$ rad/s; $2b = 0,20$ m; $2h = 0,68$ m.

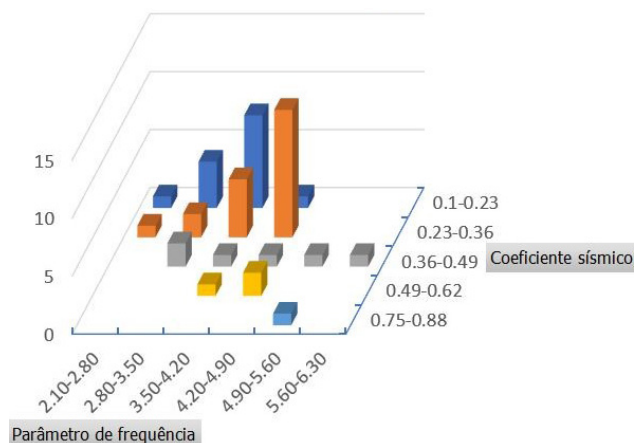


Figura 3 Número de elementos encontrados na base de dados em função do Parâmetro de frequência (p) e do Coeficiente sísmico (α) [5]

2.2 Edifícios

A partir da base de dados referida, foram selecionados 3 edifícios antigos (estrutura em alvenaria de pedra e madeira) constantes da referida base de dados, designados como A, B e C, como casos de estudo para a análise do comportamento dos FSB quando posicionados no topo de edifícios. Estes edifícios, situados no centro histórico do Porto e que se enquadram na tipologia construtiva da denominada casa Burguesa do Porto [6], foram modelados numericamente utilizando o programa *Tremuri* [7], no âmbito de um

trabalho efetuado no NCREP [8]. A Tabela 1 apresenta as dimensões em planta (L e C) e altura (H) dos 3 edifícios e as características mecânicas consideradas para a alvenaria: massa volúmica (ρ), resistência à compressão (σ_c), à tração (σ_t) e os módulos de deformabilidade de compressão (E) e corte (G). Para além disso, na modelação no *Tremuri*, adotaram-se como parâmetros de comportamento não linear ao corte e de *softening* iguais a 1,5 e 0,15, respetivamente.

Tabela 1 Características geométricas e mecânicas dos edifícios

Edif.	L (m)	C (m)	H (m)	ρ (kg/m ³)	σ_c (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	σ_t (MPa)
A	8,78	16,90	20,58					
B	5,20	17,00	18,00	2140	4,0	1350	150	0,268
C	6,36	19,35	13,78					

3 Análise dinâmica

3.1 Características dinâmicas dos blocos e dos edifícios

Foram efetuadas análises dinâmicas considerando os blocos poisados no solo e no topo das fachadas dos edifícios. Os blocos foram analisados considerando 53 sinais referentes a sismos reais, tendo sido utilizadas as duas componentes horizontais de cada sismo, totalizando 106 acelerogramas com durações compreendidas entre 4,26 s e 46,62 s e picos de aceleração entre 0,08 g e 1,46 g. Quando poisado no solo, o bloco recebe diretamente as acelerações sísmicas registadas à superfície do solo e a sua resposta depende apenas das suas características geométricas, que se refletem nas suas frequências de referência, como apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 Frequência de referência dos blocos

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
f_i (Hz)	0,50	0,61	0,61	0,72

Em contrapartida, quando poisados no topo das fachadas dos edifícios, os blocos irão receber uma ação diferente, resultante da alteração que a ação sísmica sofre ao propagar-se pelo edifício desde solo até ao ponto onde se encontra o bloco, e que depende das características dinâmicas do edifício. A ação derrubadora que os blocos recebem quando localizados no topo das fachadas dos edifícios corresponde às forças inerciais resultantes das acelerações obtidas no topo das fachadas na direção perpendicular ao seu plano. Nesta consideração, assume-se que o bloco apresenta a menor inércia em relação a uma charneira paralela ao plano da fachada. Por outro lado, assume-se que as acelerações obtidas no topo da fachada correspondem à ação a que os blocos são sujeitos quando aí posicionados, pressupondo-se que o bloco não interage com o edifício nem modifica o seu comportamento, facto que se aceita pela desproporção de dimensões/massa do bloco em relação ao edifício.

Tabela 3 Frequências de vibração dos edifícios para o primeiro modo de vibração com movimento na direção ortogonal às fachadas

	Edifício A	Edifício B	Edifício C
f (Hz)	1,92	2,50	3,85

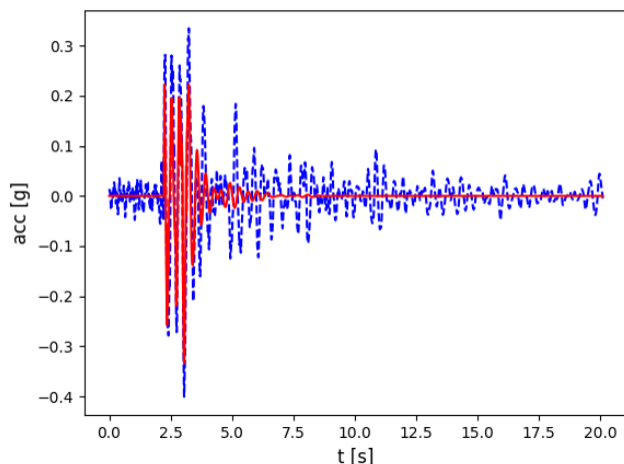


Figura 4 Acelerogramas no topo da fachada do edifício A: AL – linha vermelha e ANL – linha tracejada azul [5]

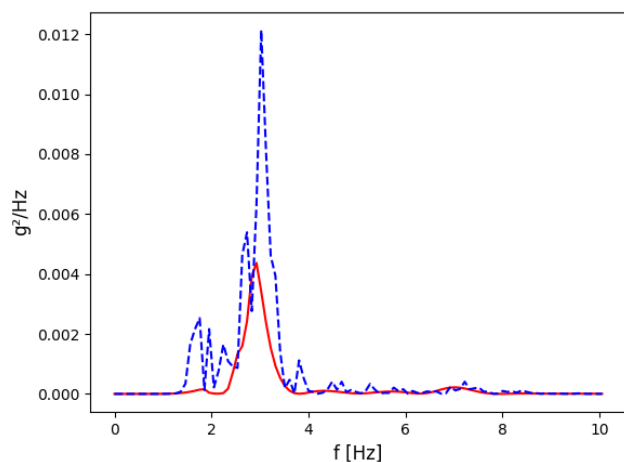


Figura 5 Espectros de potência dos sinais da Figura 4: AL – linha vermelha e ANL – linha tracejada azul [5]

As acelerações no topo das fachadas dos edifícios foram obtidas através do programa *Tremuri*, considerando o comportamento dos edifícios linear elástico (AL), sendo que, para o edifício A foi também realizada uma análise, também em *Tremuri*, considerando o comportamento não linear material do edifício (ANL) e um amortecimento $\xi = 5\%$. Esta última análise considera a possibilidade de o edifício desenvolver dano, ou seja, dos seus períodos de vibração poderem aumentar. Da análise modal efetuada no *Tremuri* obtiveram-se, em particular, os períodos e frequências de vibração dos edifícios relativos ao primeiro modo de vibração com

movimento da fachada para fora do plano, como apresentado na Tabela 3.

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 4 a comparação das acelerações obtidas realizando uma análise linear (AL) e não linear material (ANL), representadas a linha vermelha e a linha tracejada azul, respetivamente.

A Figura 4 mostra existirem diferenças evidentes entre ambas as curvas, tanto no valor de pico das acelerações como nas frequências de cada ação, como depois se conclui na Figura 5 através da comparação dos espectros de potência de cada um dos sinais da Figura 4.

3.2 Estados limite

De modo a perceber qual o estado de dano que cada um dos blocos atingiu quando submetido a cada uma das 106 ações sísmicas consideradas, foram definidos 3 estados limite (LS – *Limit State*). O primeiro (LS1 – *Limit State 1*) é atingido quando a rotação do bloco é superior a $0,01\alpha$ (1% da rotação limite de colapso), pretendendo representar o início da rotação do corpo rígido. O segundo (LS2 – *Limit State 2*) caracteriza a situação de quase colapso do bloco e corresponde a uma rotação superior a $0,40\alpha$. O último estado limite (LS3 – *Limit State 3*) corresponde ao colapso do bloco que ocorre quando a rotação é superior a α .

3.3 Resultados da análise linear

Realizadas as análises dinâmicas, obteve-se o número de ocorrências e respetivas percentagens para cada estado de dano e para cada família de blocos tal como se apresenta na Tabela 4 e no gráfico da Figura 6.

Os resultados da Tabela 4, representados graficamente na Figura 6, mostram que no geral, existe uma redução do número de ocorrências de colapsos (LS3) com os blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios em relação à situação em que os blocos se encontram poisados no solo, principalmente nos edifícios B e C. Estes resultados indiciam que a alteração da aceleração sísmica causada pela resposta dinâmica dos edifícios é benéfica para o comportamento dos blocos. Em particular, mostram que o aumento do pico da aceleração sísmica registada no topo da fachada dos edifícios em relação à ação aplicada na base, e que foi verificada em todos os edifícios analisados e para a maioria dos acelerogramas, não resultou no aumento do número de colapsos.

De forma a explicar este resultado, analisou-se o pico das velocidades registadas no solo e no topo das fachadas dos edifícios de modo a inferir a existência de alguma relação de causalidade entre este parâmetro e o menor número de colapsos dos blocos quando posicionados no topo dos edifícios. No entanto, foram encontrados múltiplos resultados contraditórios, nomeadamente diminuições de velocidades de pico em altura que resultaram, quer em respostas mais conservativas, quer menos conservativas, quando comparadas com as respostas dos mesmos blocos poisados no solo.

Na continuação deste processo de indagação, foram posteriormente analisados os espectros de resposta de acelerações e velocidades, em intervalos próximos do período de referência dos blocos (Tabela 2).

Esta análise demonstrou uma tendência para a redução do conteúdo do espectro do sinal em velocidades registado no topo das fachadas dos edifícios na gama de frequências que interessam aos blocos (intervalo de frequências entre 0 e T_r e entre $0,75T_r$ e $1,50T_r$), em relação ao mesmo conteúdo do sinal em velocidades registado no solo, principalmente nos edifícios B e C. Esta tendência também se verificou na análise dos sinais em acelerações, mas com menor expressão. Estes resultados indiciam que a redução do espectro de resposta do conteúdo do sinal em velocidades para a gama de frequências dos blocos poderá ser um dos fatores que justifica a ocorrência de mais colapsos de blocos quando poisados no solo em relação à situação dos blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios, em particular dos edifícios B e C.

Tabela 4 Número de ocorrências para cada LS e cada família de blocos, considerando os blocos poisados no solo e no topo das fachadas dos edifícios A, B e C [5]

	LS	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
Solo	Sem dano	11 (10 %)	10 (9 %)	30 (28 %)	29 (27 %)
	LS1	33 (31 %)	24 (23 %)	39 (37 %)	35 (33 %)
	LS2	22 (21 %)	20 (19 %)	12 (11 %)	12 (11 %)
	LS3	40 (38 %)	52 (49 %)	25 (24 %)	30 (28 %)
Edifício A	Sem dano	6 (6 %)	6 (6 %)	15 (14 %)	14 (13 %)
	LS1	39 (37 %)	21 (20 %)	44 (42 %)	25 (24 %)
	LS2	40 (38 %)	35 (33 %)	39 (37 %)	46 (43 %)
	LS3	21 (20 %)	44 (42 %)	8 (8 %)	21 (20 %)
Edifício A (ANL)	Sem dano	0 (0 %)	0 (0 %)	11 (10 %)	11 (10 %)
	LS1	37 (35 %)	19 (18 %)	37 (35 %)	21 (20 %)
	LS2	35 (33 %)	29 (27 %)	38 (36 %)	43 (41 %)
	LS3	34 (32 %)	58 (55 %)	20 (19 %)	31 (29 %)
Edifício B	Sem dano	7 (7 %)	7 (7 %)	17 (16 %)	16 (15 %)
	LS1	90 (85 %)	75 (71 %)	88 (83 %)	84 (80 %)
	LS2	9 (8 %)	22 (21 %)	1 (1 %)	6 (6 %)
	LS3	0 (0 %)	2 (2 %)	0 (0 %)	0 (0 %)
Edifício C	Sem dano	4 (4 %)	4 (4 %)	9 (8 %)	11 (10 %)
	LS1	101 (95 %)	86 (81 %)	97 (92 %)	95 (90 %)
	LS2	1 (1 %)	15 (14 %)	0 (0 %)	0 (0 %)
	LS3	0 (0 %)	1 (1 %)	0 (0 %)	0 (0 %)

Analisando a Tabela 4 e a Figura 6 verifica-se também que a maioria das ocorrências para os estados limite LS3 e LS2 ocorreram nas famílias 1 e 2, tanto para a situação dos blocos poisados no solo como colocados no topo das fachadas dos edifícios. Em contrapartida, verificou-se que, em média, cerca de 70 % das ocorrências sem dano (s/d) se encontram nas famílias 3 e 4, revelando uma maior vulnerabilidade dos blocos com maior esbelteza. No entanto,

quando de igual esbelteza, o bloco mais vulnerável corresponde ao bloco com menor altura, ou seja, o bloco da família 2 é mais vulnerável do que o da família 1, assim como o bloco da família 4 é mais vulnerável do que o da família 3.

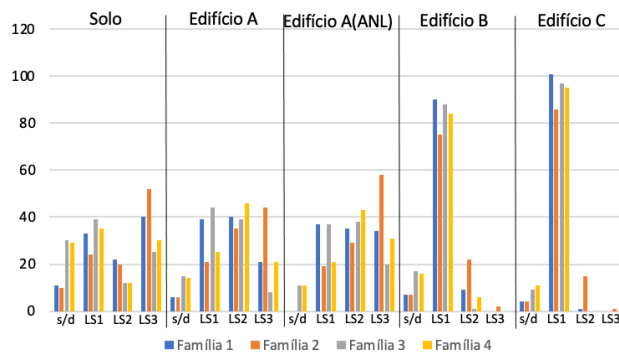


Figura 6 Representação gráfica do número de ocorrências para cada LS e família de blocos, considerando os blocos poisados no solo e no topo das fachadas dos edifícios

Comparando os resultados obtidos considerando os blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios B e C, com os resultados obtidos considerando os blocos poisados no solo, verifica-se uma drástica redução do número de ocorrências para os estados de dano mais graves, ou seja, LS2 e LS3. Verifica-se também a redução do número de ocorrências sem dano (s/d). Já quanto ao momento de início da rotação de corpo rígido (LS1), observa-se uma maior vulnerabilidade dos blocos quando situados no topo dos edifícios B e C do que no solo, uma vez que o número de ocorrências para este LS é superior ao número encontrado para a situação em que os blocos se encontram poisados no solo.

3.4 Resultados da análise não linear vs. análise linear

Comparando os resultados obtidos considerando os blocos poisados no topo do edifício A, realizando uma AL, com os resultados obtidos considerando os blocos poisados no solo verifica-se uma redução no número de colapsos em todas as famílias. Na família 1 ocorreu uma redução de 48 %, na família 2 uma redução de 15 %, na família 3 reduziu em 68 % e na família 4 observou-se uma redução de 30 %. Em contrapartida, quando considerado o comportamento não linear material dos edifícios, ANL, e comparados estes resultados com os obtidos considerando os blocos poisados no solo, verifica-se uma redução no número de colapsos nas famílias 1 e 3. Na família 1, o número de blocos que colapsaram reduziu 15 %, na família 2 aumentou 12 %, na família 3 reduziu 20 % e na família 4 verificou-se um colapso adicional em relação aos colapsos ocorridos com os blocos poisados no solo.

Comparando os resultados obtidos considerando os blocos no topo do edifício A e o edifício modelado em AL e ANL, verifica-se um ligeiro aumento no número de ocorrências para LS3 em todas as famílias, assim como uma redução do número de ocorrências sem dano de AL para ANL. Constata-se assim que a consideração do comportamento não linear material do edifício A resulta num agravamento da resposta dos blocos poisados no topo da

fachada, quando comparada com a resposta dos blocos poisados no topo da mesma fachada considerando que o edifício tem um comportamento linear. Este resultado pode ser explicado pela redução das frequências de vibração do edifício resultante da introdução de dano na ANL e que, por isso, tendem a aproximar-se das frequências de referência dos blocos.

No entanto, a consideração do comportamento não linear não é condição suficiente para o agravamento da resposta do bloco. A título de exemplo de situação não conforme o descrito, apresenta-se na Figura 7 a resposta do bloco da família 1 poisado no topo da fachada do edifício A na situação AL (linha vermelha) e ANL (linha tracejada a azul). Neste caso, o bloco colapsa quando se admite um comportamento linear para o edifício e apenas atinge o LS2 no caso do comportamento não linear, contrariando assim o aumento dos colapsos quando se realiza uma análise não linear.

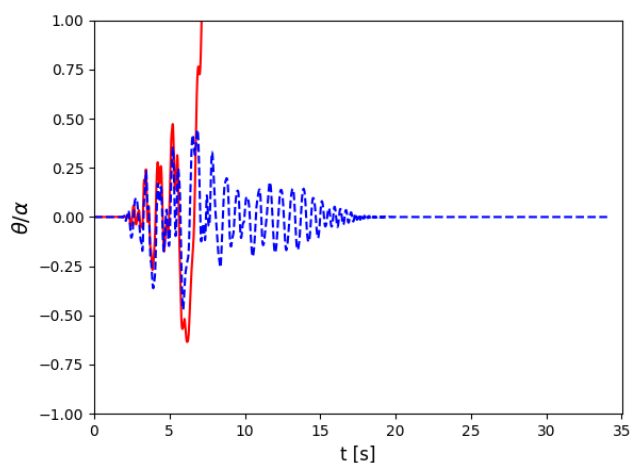


Figura 7 Comparação da resposta do bloco da família 1 poisado no topo do edifício A na situação AL (linha vermelha) e ANL (linha tracejada a azul) [5]

4 Curvas de fragilidade

A vulnerabilidade dos blocos foi representada através de curvas de fragilidade. Estas curvas foram obtidas através do método denominado de *Cloud Analysis*, que se baseia na obtenção da regressão linear entre a resposta estrutural (EDP – *Engineering Demand Parameter*) e a medida de intensidade (IM), ambas representadas no espaço logarítmico [9].

Foram analisadas várias IM como o valor de pico da aceleração e da velocidade (PGA e PGV, respetivamente), valor do espectro de potência de aceleração e velocidade para o período T_r do bloco (P.acc(T_r) e P.vel(T_r), respetivamente), valor do espectro de resposta de velocidade (PSV) para T_r (Tabela 2) (considerando o bloco poisado no solo), PSV para o valor do período do edifício T (Tabela 3) (considerando o bloco poisado no topo das fachadas dos edifícios), valor médio do espectro de resposta de aceleração entre os períodos $0,75T_r$ e $1,50T_r$ (avgSa) e FASI [10]. Esta última IM corresponde a um parâmetro de avaliação da vulnerabilidade sísmica de elementos não estruturais que se obtém através da Equação (6), ou seja, da área do

espectro de resposta de aceleração para um fator de amortecimento $\xi = 5\%$, entre 0 e T_r .

$$FASI = \int_0^{T_r} S(T, \xi) dT \quad (6)$$

Após efetuar as regressões lineares e obter o quadrado do coeficiente de correlação R^2 , verificou-se que as IMs PGV, avgSa e FASI foram as que obtiveram melhores resultados, tendo sido as IM selecionadas para integrar a referência de intensidade sísmica nas curvas de fragilidade. Na Tabela 5 apresentam-se os resultados de R^2 obtidos para a situação em que se analisam os blocos poisados no solo, sendo que as conclusões são análogas quando se consideram os blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios.

Tabela 5 Valores R^2 para os blocos de cada família, poisados no solo, para cada IM [5]

	Solo			
	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
PGA	0,595	0,490	0,679	0,670
PGV	0,737	0,656	0,788	0,786
P.acc(T_r)	0,450	0,415	0,510	0,370
P.vel(T_r)	0,400	0,387	0,450	0,280
FASI	0,761	0,656	0,778	0,779
avgSa	0,764	0,660	0,779	0,784
PSV(T_r)	0,620	0,550	0,594	0,600

4.1 Comparação dos resultados: bloco no solo e no topo das fachadas

Efetuada a regressão linear e obtidos os valores da mediana e do desvio padrão logarítmico referentes a cada curva, foram geradas as curvas de fragilidade, através de um código desenvolvido em *Python* [5]. A Figura 8 mostra os resultados considerando o bloco poisado no solo (linha a cheio) e poisado no topo da fachada do edifício A (linha a tracejado); as curvas a verde, azul e preto representam os estados limite LS1, LS2 e LS3, respetivamente.

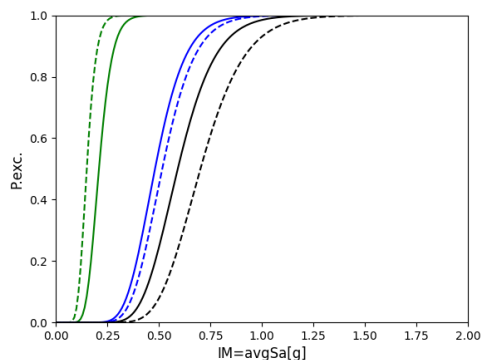


Figura 8 Curvas de fragilidade para o bloco 1 poisado no solo (cheio) e no topo da fachada do edifício A (tracejado); LS1 – verde, LS2 – azul, LS3 – preto [5]

É visível a maior vulnerabilidade do bloco da família 1 quando poisado no solo para LS2 e LS3, sendo que para LS1 acontece o contrário. Os resultados apresentados na Figura 8 são representativos do que acontece nas restantes famílias de blocos, com a exceção do bloco da família 4 cuja vulnerabilidade para LS2 e LS3 é maior quando poisado no topo da fachada do edifício A (assumindo comportamento linear). As curvas obtidas para as IM PGV e FASI apresentam resultados semelhantes aos da Figura 8.

4.2 Comparação dos resultados efetuando análise linear (AL) e não linear (ANL)

Tendo já ficado claro que admitir o comportamento do edifício como linear ou não linear material conduz a resultados diferentes, correspondendo na maioria dos casos a análise não linear à situação mais gravosa para o bloco, foram realizadas e sobrepostas as curvas referentes às duas análises. Na Figura 9 estão representadas as curvas de fragilidade para o bloco da família 1 poisado no topo da fachada do edifício A: a linha a tracejado corresponde à análise linear (AL) e a ponteados à análise não linear (ANL), representando as cores diferentes LS: verde – LS1, azul – LS2 e preto – LS3.

Atendendo à Figura 9 são evidentes as diferenças obtidas nas hipóteses AL e ANL, aumentando significativamente a vulnerabilidade do bloco da família 1 no caso da análise ANL para todos os LS considerados. Verifica-se uma resposta idêntica nos blocos das restantes famílias. A utilização das medidas de intensidade PGV e FASI não compromete as conclusões obtidas com avgSa, sendo as conclusões semelhantes.

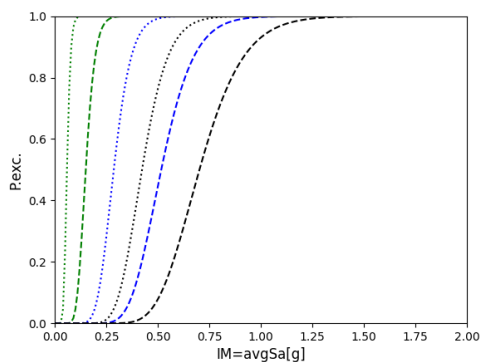


Figura 9 Curvas de fragilidade para o bloco 1 no topo da fachada do edifício A, para AL (tracejado) e ANL (ponteados); LS1 – verde, LS2 – azul, LS3 – preto [5]

4.3 Comparação dos resultados com o bloco no topo das fachadas dos edifícios

Foram também comparadas as curvas de fragilidade obtidas considerando o bloco poisado no topo das fachadas dos edifícios A (azul), B (verde) e C (vermelho), e que se apresentam na Figura 10. As curvas a ponteados, a tracejado e a cheio correspondem aos estados limite LS1, LS2 e LS3, respetivamente. Estas curvas mostram que, para estados limite mais severos (a cheio e a tracejado) a vulnerabilidade

do bloco é maior quando posicionado no topo do edifício A. Quanto ao estado limite LS1 (a ponteados), a vulnerabilidade do bloco é superior quando posicionado no topo do edifício C.

As curvas referentes às restantes famílias de blocos, assim como às restantes IM apresentam resultados análogos aos dispostos na Figura 10.

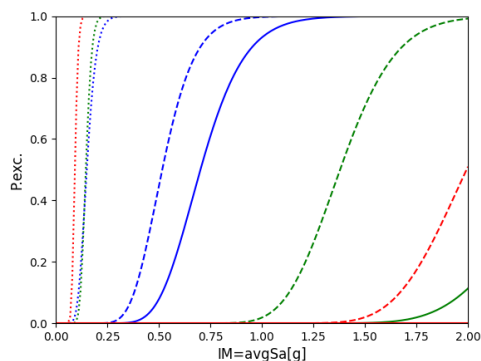


Figura 10 Curvas de fragilidade para o bloco 1 no topo das fachadas dos edifícios A (azul), B (verde) e C (vermelho); LS1 – ponteados, LS2 – tracejado, LS3 – cheio [5]

4.4 Curvas de fragilidade obtidas a partir do FEMA P-58

Por fim, foram obtidas as curvas de fragilidade seguindo as recomendações do documento FEMA P-58 [11], que propõe uma metodologia simples e rápida para gerar curvas de fragilidade para o estado limite LS3 para elementos não estruturais não ancorados, utilizando como medida de intensidade a velocidade máxima do piso (VPT). As curvas foram obtidas para as 4 famílias de blocos e mostraram que os blocos das famílias 1 e 2 são mais vulneráveis do que os das famílias 3 e 4, que o bloco 2 é mais vulnerável do que o 1 e o bloco 4 é mais vulnerável do que o 3, tal como se tinha verificado nas análises anteriores.

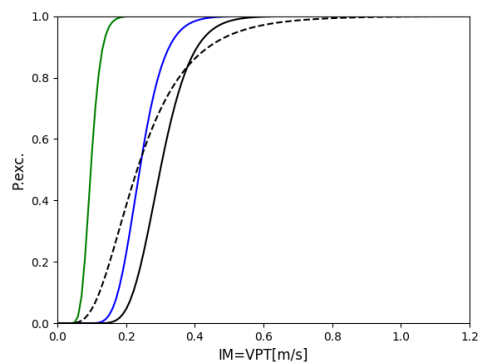


Figura 11 Curvas de fragilidade para o bloco da família 1 calculadas através do FEMA P-58 (tracejado) e da análise numérica (cheio); LS1 – verde, LS2 – azul, LS3 – preto [5]

Na Figura 11 comparam-se as curvas de fragilidade para o bloco da família 1 poisado no solo, determinadas através dos resultados das

análises dinâmicas (linha a cheio), com a curva de fragilidade obtida através do FEMA P-58 (linha a tracejado).

Analisando estes resultados, constata-se que o valor médio da curva do FEMA P-58 (tracejado) quase coincide com o da curva referente ao LS2 (azul) - as duas curvas diferem apenas na dispersão (maior no caso do FEMA P-58 por resultar de um valor imposto de 0,50) - que por isso apresenta resultados conservativos quando comparados com as curvas obtidas a partir dos resultados das análises dinâmicas. Para os blocos das restantes famílias as conclusões foram idênticas.

5 Conclusões

Este estudo permitiu concluir que os blocos mais esbeltos correspondem aos blocos mais vulneráveis, sendo que no caso de blocos com a mesma esbelteza, o mais vulnerável corresponde ao de menor altura, ou seja, ao bloco com maior frequência angular de referência (parâmetro p) para movimento de rotação (*rocking*) sem deslizamento. Mostrou ainda que a resposta destes elementos varia em função das características dos edifícios em que se inserem e que os blocos podem apresentar um melhor comportamento quando posicionados no topo dos edifícios em relação à situação dos blocos poisados no solo. Mostrou-se também que a consideração do comportamento não linear material do edifício, ao reduzir as suas frequências naturais de vibração, induz uma maior vulnerabilidade nos blocos para este tipo de ações, apontando para que esta tipologia de análises deva ser preferencialmente realizada assumindo um comportamento não linear material para os edifícios. Contudo, a consideração deste tipo de comportamento, que implica análises mais morosas e complexas e um conhecimento adequado do comportamento mecânico real dos materiais que apresentam uma maior incerteza e variabilidade das suas propriedades, não é condição suficiente para o aumento da resposta do bloco, tendo sido identificados casos em que o bloco colapsa quando se admite o comportamento linear do edifício e apenas atinge o estado de quase colapso no caso do comportamento não linear.

Este estudo mostrou também que a amplificação da aceleração sísmica em altura, registada em todos os edifícios analisados em regime de comportamento linear e para a maioria dos acelerogramas, não resultou no aumento do número de colapsos. Pelo contrário, verificou-se que a consideração dos blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios correspondeu sempre a um menor número de colapsos quando comparado com a situação em que os blocos foram simulados poisados no solo. De forma a compreender este resultado foi analisado o aumento do valor de pico da velocidade registada no topo da fachada do edifício em relação à velocidade registada no solo, concluindo-se que não foi possível estabelecer uma relação de causalidade, existindo múltiplos os casos contraditórios. Por fim, foram analisados os espectros de resposta dos sinais no solo e no topo das fachadas dos edifícios, em intervalos próximos do período efetivo do bloco. Desta análise identificou-se uma tendência para a redução do conteúdo do espectro de resposta do sinal em velocidades no topo das fachadas dos edifícios, na gama de frequências que interessam aos blocos, comparativamente ao conteúdo do espectro de resposta do sinal em velocidades no solo, o que poderá justificar a drástica redução

do número de ocorrências para estados limite mais severos (LS2 e LS3) para os blocos poisados no topo das fachadas destes edifícios; também se verificou a redução do conteúdo do espectro de resposta do sinal em acelerações, no entanto com menor expressão.

Com as curvas de fragilidade verificou-se que os blocos iniciam o movimento de *rocking* (LS1) com maior facilidade quando poisados no topo das fachadas dos edifícios contrastando com as curvas referentes aos estados limite mais severos, onde a vulnerabilidade do bloco é superior quando os blocos estão poisados no solo (excetuando o bloco da família 4 quando poisado no topo do edifício A). Verificou-se também que a vulnerabilidade dos blocos é superior quando poisados no topo da fachada do edifício A, que por sua vez é o edifício mais alto e o mais flexível dos edifícios estudados.

Por outro lado, este estudo mostrou que as medidas de intensidade PGV, avgSa e FASI são as que apresentam menor dispersão na previsão da resposta deste tipo de elementos, nomeadamente na construção das curvas de fragilidade para ações sísmicas, não existindo diferenças significativas nos resultados obtidos entre essas medidas. Por fim, permitiu concluir que a aplicação da metodologia proposta no FEMA P-58 apresenta resultados mais conservativos, quando comparados com as análises efetuadas a partir dos resultados das análises dinâmicas.

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no âmbito de uma dissertação de mestrado em ambiente empresarial pelo primeiro autor, com o apoio da empresa NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., a quem os autores agradecem. O trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 e Financiamento programático – UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

Referências

- [1] www.python.org
- [2] Dimitrakopoulos, E.; DeJong, M. (2012) – Revisiting the rocking block: closed-form solutions and similarity laws. Proc. R. Soc. A (2012) 468, 2294-2318 <https://doi.org/10.1098/rspa.2012.0026>.
- [3] Makris, N.; Rousos, Y. (1998) – Rocking response and overturning of equipment under horizontal pulsetype motions. Report PEER-1998/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley October 1998.
- [4] Housner, G. (1963) – The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol 53, No. 2, pp. 403-417. February, 1963.
- [5] Lopes, A. (2021) – Comportamento para fora do plano de elementos de alvenaria submetidos a ações horizontais. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- [6] Teixeira, J. (2004) – Descrição do Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto entre os Séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitectónica em Portugal. FAUP.
- [7] TREMURI – Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings.

- [8] Marchesi, B. (2019) – Seismic assessment of old stone masonry buildings typical of Porto in the original and post-retrofit state. Msc, Earthquake Engineering, IUSS - Scuola Universitaria Superiore Pavia.
- [9] Martins, L.; Silva, V. (2020) – Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses. Bulletin of Earthquake Engineering <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00885-1>.
- [10] Lucchini, A.; AlShawa, O.; Sorrentino, L. (2019) – Evaluation of FEMA P-58 overturning fragility curves for freestanding building components. Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications – Zingoni (Ed.) © 2019 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-38696-9.
- [11] FEMA P-58-2 / September 2012 – Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 2 – Implementation Guide.