

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM PAVILHÃO PRÉ-FABRICADO DE BETÃO ARMADO

Nádia Batalha Estudante de Doutoramento CONSTRUCT- LESE Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	Hugo Rodrigues Prof. Adjunto RISCO, ESTG, Instituto Politécnico de Leiria	Humberto Varum Professor Catedrático CONSTRUCT- LESE Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	Paulo Fernandes Prof. Coordenador CERIS, ESTG, Instituto Politécnico de Leiria	Romain Sousa Investigador ESTG, Instituto Politécnico de Leiria
---	---	--	--	--

SUMÁRIO

Os pavilhões pré-fabricados de betão armado são muito comuns no parque industrial em Portugal, tendo mostrado um desempenho por vezes deficiente em sismos recentes tanto ao nível dos elementos estruturais como não-estruturais. Torna-se importante a sua caracterização a fim de conhecer melhor o seu comportamento sísmico. Os pavilhões industriais de um piso, com uma estrutura porticada de vigas e pilares, com ligação encastrada na base e rotulada no topo, sobre a qual vigas de secção variável são posteriormente apoiadas é a solução mais recorrente em Portugal. Nesse sentido, este trabalho aborda o comportamento sísmico de um pórtico de um edifício industrial-tipo existente, com estrutura em betão pré-fabricado. Essa caracterização é feita através de análises estáticas não lineares (*pushover*) e análises dinâmicas. Os resultados obtidos são apresentados e discutidos.

ABSTRACT

Since precast concrete buildings are a constant in the industrial park in Portugal, and having shown poor performance in recent earthquakes both at structural and non-structural levels, their characterization becomes important in order to know better its seismic behavior. The one-story industrial buildings, with a frame structure of beams and columns, with a fixed connection at the base and hinged at the top, on which variable section beams are later supported is the most recurrent solution in Portugal. In this sense, this work deals with the seismic behavior of a frame of an existing industrial building, with prefabricated concrete structure. This characterization is performed through non-linear static analysis (*pushover*) and dynamic analysis. The results are presented and discussed.

PALAVRAS-CHAVE: Pavilhões industriais, Edifícios pré-fabricados, Desempenho sísmico, Análise *pushover*, Análise dinâmica

1. INTRODUÇÃO

Hoje em dia a constituição de pavilhões industriais é baseado em estruturas pré-fabricadas de betão armado, metálicas e mistas [1]. Nos recentes sismos observou-se que as estruturas pré-fabricadas em betão armado apresentaram um fraco desempenho apresentando danos em elementos estruturais e não-estruturais, realçando a vulnerabilidade dos pavilhões industriais, sendo que uma parte considerável não foi dimensionado tendo em conta a ação sísmica [2]–[6]. A maioria dos danos observados estão relacionados com elementos estruturais, nomeadamente com as ligações entre vigas e pilares e elementos horizontais (vigas e cobertura). Em muitos dos edifícios verificaram-se danos severos e até mesmo colapsos. Por exemplo em 2011, em Emilia Romagna (Itália), mais de metade das estruturas pré-fabricadas existentes exibiam danos significativos [7]. Mesmo em sismos recentes de pequena a média duração, os edifícios pré-fabricados de betão armado exibiram elevados níveis de danos estruturais como Romão *et al.* descreveram após a observação dos danos do sismo de Lorca em 2011 [8].

A solução mais utilizada em Portugal, em estruturas pré-fabricadas em betão armado, consiste em pilares encastrados na fundação e uma ligação viga-pilar rotulada. Sobre os pilares assentam vigas de secção variável com vãos até 45 metros [9]. A solução apresentada neste trabalho vai de encontro a essa solução.

O presente trabalho tem como objetivo a avaliação de um pavilhão industrial de betão armado pré-fabricado, estudando a resposta sísmica de um pórtico da estrutura através de métodos estáticos e dinâmicos não-lineares.

2. BREVE REVISÃO DOS DANOS ESTRUTURAIS OBSERVADOS

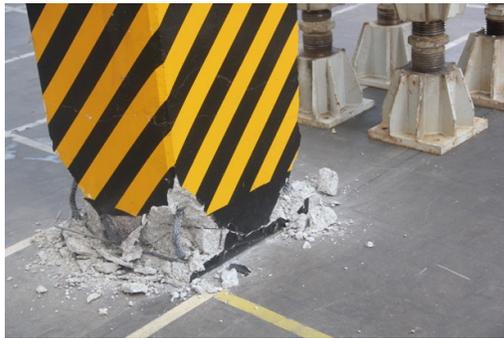
Nesta secção vão ser explorados os danos estruturais mais documentados nos recentes sismos, nomeadamente nos pilares, vigas e ligações.

Os danos mais comuns verificados em pilares durante pesquisas a locais afetados por sismos foram: *i*) Danos na base dos pilares (formação de rótulas plásticas) [4], [6], [10], [11]; *ii*) Formação de pilares curtos [4], [6], [12]; *iii*) Danos no topo dos pilares [4], [6]. Liberatore *et al.* [4] mostrou com o seu trabalho que quase metade dos edifícios industriais apresentavam danos severos.

A formação de rótulas plásticas na base dos pilares é um dano comum em estruturas pré-fabricadas de betão armado. Liberatore *et al.* [4] referiu que mais de 40% dos edifícios analisados, devido ao sismo de 2012 na região de Emilia Romagna (Itália), apresentavam rótulas plásticas na base dos pilares. Também Posada & Wood [10] referiram-se às rótulas plásticas na base nos pilares como um dano estrutural bastante frequente e Casotto *et al.* [13] referem as rótulas plásticas como resultado de uma inadequada pormenorização da secção do pilar. A Figura 1a) ilustra em detalhe uma rótula plástica com encurvadura da armadura de compressão, enquanto na Figura 1b) ilustra destacamento severo do betão, provavelmente devido à formação de uma rótula plástica.

Outro dano relacionado com pilares é a sua rotação, que pode ter como causa as rótulas plásticas ou a inadequada ligação do pilar-fundação [5]. Savoia *et al.* [14] refere que os edifícios industriais com cálice de fundação, com grande uso depois dos anos 90, não usam qualquer tipo de ligação entre o pilar pré-fabricado e as fundações betonadas *in situ*. O autor também refere que na verificação contra o derrube (movimento de rotação) destas fundações, apenas é considerada a ação do vento como a única ação horizontal. Outra causa relacionada com a rotação dos pilares é o assentamento das fundações. Nestes

casos de rotação de pilares, os pavimentos de betão armado tem um papel favorável, evitando a rotação excessiva do pilar e a consequente falha da viga que este suporta.

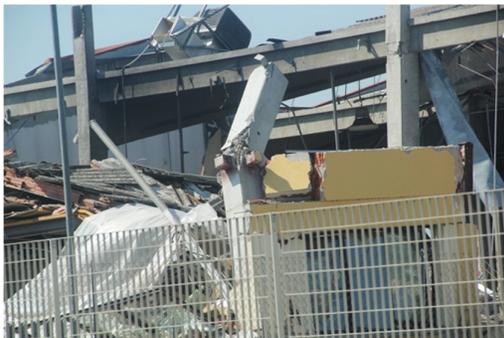


a) Rótula plástica com encurvadura dos varões num pilar central

b) Destacamento do betão

Figura 1 – Exemplos de rótulas plásticas em pilares.

Outro dano relacionado com os pilares é a formação de pilares curtos. Este fenómeno é causado pela disposição dos painéis de enchimento, novas construções adjacentes sem uma adequada junta sísmica, paredes contíguas com diferentes alturas (Figura 2a) ou telhados do tipo dente de serra com vigas inclinadas [4], [12]. De facto, a maioria dos danos relacionados com a formação de pilares curtos está ligado a edifícios industriais com uma série de janelas no topo de paredes de alvenaria de cortina/painéis de revestimento [14]. Ao nível do topo do pilar, danos locais são comuns. De acordo com Liberatore *et al.* há dois tipos de danos no topo dos pilares: *i)* destacamento do betão que está a apoiar diretamente a viga; *ii)* dano na consola lateral que restringe o suporte no topo do pilar, recorrentemente chamado de 'garfo' (Figura 2b) [4].



a) Formação de pilares curtos devido à interação com paredes de alvenaria de altura irregular

b) Colapso dos garfos no topo dos pilar devido a forças fora do plano

Figura 2 – Danos verificados em pilares.

O destacamento do betão deve-se à espessa camada de proteção contra incêndio e à falta de uma interface entre os elementos de betão (pilar-viga), enquanto os danos nos garfos, que é um dano mais frequente, está associado à perda de suporte das vigas em relação aos pilares. Esta perda do suporte é mais comum de se verificar nos pilares centrais devido à limitada área de assentamento em cima do pilar e, numa situação de sismo, os deslocamentos entre as vigas e os pilares excedem o comprimento disponível levando a que a viga caia [7]. A Figura 3a) mostra um exemplo de perda de suporte do pilar (circulado a vermelho) devido à falha do suporte.

Tendo em conta o que já foi descrito, os danos verificados em vigas não são danos frequentemente observados. A principal causa que envolve danos em vigas é a perda do seu suporte, situação essa que foi previamente mencionada. Esta vulnerabilidade sísmica tem como principal causa a falta de uma adequada ligação viga-pilar, prática essa que também pode prevenir o destacamento do betão nessa zona crítica [4], [11].

Outro problema associado às vigas é a sua rotação como a Figura 3b) ilustra. Este problema está associado com os painéis da cobertura, especificamente com a falta de ligação destes. Em muitos casos o colapso do telhado é uma consequência da falha das vigas [5]. Bournas *et al.* [7] reportou que 25% dos edifícios industriais pré-fabricados dimensionados sem a consideração da ação sísmica, colapsaram parcialmente ou totalmente ao nível da cobertura e respetivas vigas de assentamento.



a) Perda de suporte da viga em relação ao pilar

b) Rotação da viga

Figura 3 – Danos verificados em vigas.

As ligações entre os elementos estruturais são aspetos cruciais nas estruturas pré-fabricadas [5]. Por sua vez também é a fonte de muitos problemas. Muitos autores referem-se às ligações nas estruturas pré-fabricadas como a fonte dos danos estruturais [2], [5], [7], [15]. Os danos mais severos relacionados com as ligações entre: viga-pilar, cobertura-viga, pilar-fundação e entre painel de revestimento-elemento estrutural. Belleri *et al.* [16] referem a perda de suporte das vigas e consequente queda devido à falta de ligação mecânica como mecanismo de transferência de carga sísmica entre viga-pilar e cobertura-viga como um dos danos mais graves durante o sismo de Emilia Romagna (Itália). Este tipo de colapso é mais representativo a estruturas pertencentes à categoria A. A Figura 3a), apresentada anteriormente, é um bom exemplar de uma inapropriada ligação em a viga e o pilar, e com consequente queda dos elementos da cobertura. Bournas *et al.* [7] referem-se à falta de capacidade de acomodar deslocamentos relativos na ligação entre viga-pilar sem perder o apoio da viga em relação ao pilar ou uma adequada transferência das forças laterais do pilar até à fundação sem perder capacidade, como os principais problemas nas ligações. Relativamente às coberturas, os flexíveis são os mais utilizados devido à ausência de ligação mecânica entre as juntas, de modo a que as ações sísmicas são diretamente transferidas para as vigas primárias, que em alguns casos excedem sua própria capacidade fora do plano e colapsam. Figura 4a) ilustra um dano numa viga devido à ligação viga-cobertura.

Com o projeto *Safecast*, Bournas, Negro & Molina [17] apresentaram resultados referentes à avaliação das ligações mecânicas num edifício de betão pré-fabricado de 3 pisos, à escala real, submetidos a testes pseudo-dinâmicos. Foram investigadas experimentalmente dois tipos de conexões viga-pilar: i) ligações viga-pilar por meio de ferrolhos (prática de construção comum na Europa) e ii) ligação viga-pilar mecânicas inovadoras a seco. Os resultados de ambas as soluções mostraram o potencial de novos sistemas de ligação viga-pilar e o bom comportamento em estruturas pré-fabricadas de betão armado, quando submetidas a cargas sísmicas.

O colapso dos painéis de revestimento/fachada foi o dano mais documentado entre elementos estruturais e não estruturais em edifícios pré-fabricado de betão armado [6], [7],

[16], [18]. Bournas & Negro [19] descreve que na maior parte das inspeções aos edifícios, estes apresentavam danos ao nível dos painéis de fachada devido à insuficiente capacidade de acomodar deslocamentos, o que resultava no derrube dos painéis de revestimento. As ligações tipicamente utilizadas eram as ancoragens, cantoneiras ou perfis em C. Estes dispositivos foram dimensionados para transmitir as cargas verticais do painel (peso próprio) e qualquer carga fora do plano para o elemento de suporte. Contudo, num evento sísmico este tipo de edifício é submetido a elevadas forças ao nível dos pisos e elevadas forças de inércia fora do plano que levam a que as ligações falhem, uma vez que não foram projetadas para tal. Na Figura 4 estão representados dois tipos de danos em ligações. A Figura 4a) representa danos na viga devido à falha no funcionamento da ligação entre a cobertura e a viga de suporte enquanto na Figura 4b) está representado um detalhe do dano a nível da ligação entre um painel de fachada horizontal e o elemento de suporte (pilar).



a) Dano na viga devido a ligação entre cobertura e viga

b) Detalhe de dano em ligação entre painel de revestimento e pilar (elemento estrutural)

Figura 4 – Detalhe de danos nas ligações.

3. CASO DE ESTUDO

Nesta secção será apresentado o caso de estudo, nomeadamente a configuração da estrutura em estudo, os materiais utilizados e as suas especificações e a análise numérica adotada.

A estrutura escolhida para modelar foi um pórtico de um edifício industrial pré-fabricado de betão armado. Esta escolha foi influenciada pela revisão da literatura feita e da qual concluiu-se que seria um bom exemplo do tipo de estruturas existentes no parque industrial em Portugal.

3.1. Descrição da estrutura e dos materiais

A estrutura original do edifício industrial pré-fabricado de betão armado é constituída por um piso com um sistema porticado de vigas e colunas. Em planta, o edifício tem uma área de $179,3 \times 180 \text{ m}^2$ com uma altura de 12 m. O edifício é formado por 5 vãos na direção x (Figura 5a) com um comprimento de 35.86 m cada (Figura 5b) e 15 vãos na direção y com 12 m de comprimento cada.

A estrutura é constituída por pilares de 12 m de secção retangular – $0,70 \times 0,50 \text{ m}$ (Figura 5c) com um recobrimento de 40 mm. O betão utilizado nos pilares foi o C40/50 e o aço foi o A500 NR-SD. As vigas são pré-esforçadas com **seção variável em I, como a** Figura 5b) ilustra, com um comprimento de 35.32 m e 30 mm de recobrimento.

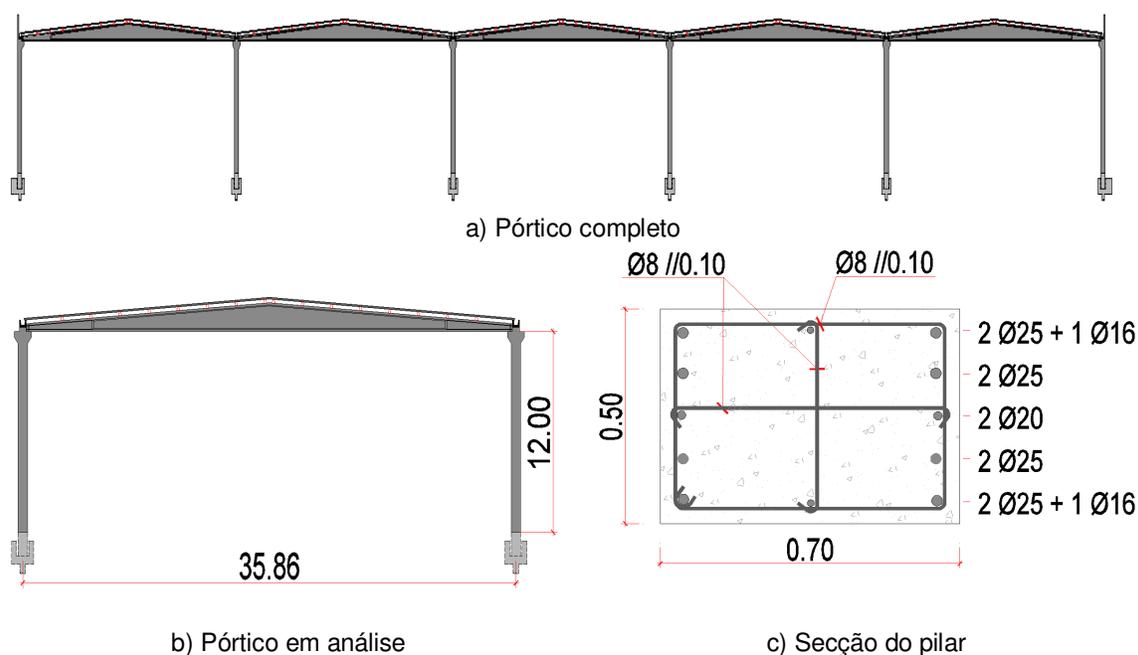


Figura 5 – Representação da estrutura em análise.

3.2. Modelação numérica

Foram realizadas análises não-lineares estáticas (*pushover*) e dinâmicas. Para realizar estas análises, optou-se pelo *software* de análise estrutural *Opensees*. A estrutura foi modelada em 2D, uma vez que a análise foi realizada em modelos planos, representando um pórtico interior da estrutura, apresentada anteriormente. As vigas foram modeladas como elementos elásticos. As secções dos pilares foram definidos usando o comando *Fiber Section*. Este comando permite definir sub-regiões mais simples chamadas *patches*. Este comando é utilizado para gerar um número de fibras numa área de secção transversal. Foi definido o núcleo (betão confinado) e a parte não confinada e posteriormente foi definido o *layout* das armaduras.

O betão utilizado no modelo é aquele proposto Kent-Scott-Park denominado por *Concrete 01*. Os parâmetros utilizados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros para modelar o betão <i>Concrete 01</i> no <i>software</i> no <i>Opensees</i>				
Parâmetro	Betão Não Confinado		Betão Confinado	
<i>Concrete compressive strength at 28 days</i>	f_{pc}	48000 kPa	f_{pc_c}	$k_{pc} \times f_{pc}$
<i>Concrete strain at maximum strength</i>	ϵ_{psc0}	0.0035	ϵ_{psc0_c}	$k_{pc} \times \epsilon_{psc0}$
<i>Concrete crushing strength</i>	f_{pcu}	20% f_{pc}	f_{pcu_c}	80% f_{pc_c}
<i>Concrete strain at crushing strength</i>	ϵ_{psU}	5 $\times \epsilon_{psc0}$	ϵ_{psU_c}	5 $\times \epsilon_{psc0_c}$

Para o aço, foi escolhido o modelo de material *Steel 02* proposto por Menegotto & Pinto. Na Tabela 2 estão os parâmetros de entrada para modelar o aço.

Tabela 2 – Parâmetros para modelar o aço *Steel 02* no *software* no *Opensees*

Parâmetro	Steel 02	
<i>Yield strength</i>	F_y	50×10^3 kPa
<i>Modulus of steel</i>	E_s	200×10^6 kPa
<i>Strain-hardening ratio</i>	b_s	0.01
<i>Parameters to control the transition from elastic to plastic branches</i>	R_0	18
	$cR1$	0.925
	$cR2$	0.15

As ligações entre vigas e pilares foram modeladas segundo o trabalho de Fischinger *et al.* [20]. Os parâmetros da ligação apresentam-se na Tabela 3. Foi utilizado um material histerético (Figura 6) – *uniaxial Material Hysteretic*

Tabela 3 – Dado de entrada para o material histerético no *Opensees* [20]

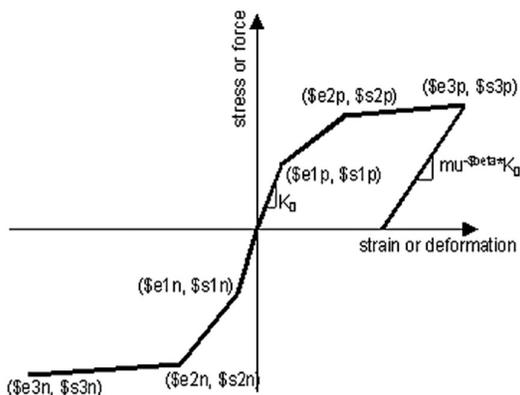


Figura 6 – Gráfico força/deformação do material histerético no *Opensees*

Char. Point	F [kN]	u [mm]
1	121	1.5
2	168	9
3	241	30
Parâmetros		
<i>pinchX</i>	0.67	
<i>pinchY</i>	0.5	
<i>damage1</i>	0.0	
<i>damage2</i>	0.035	

4. RESULTADOS

A análise *pushover* foi feita aplicando uma força equivalente lateral ao nível do primeiro piso, ou seja, onde a massa foi introduzida, a fim de simular as forças induzidas pela componente horizontal da ação sísmica. A curva *pushover* obtida está representada na Figura 7. Pode-se concluir que a cedência ocorre para um *drift* de aproximadamente 4% que corresponde a um corte basal de, aproximadamente, 357 kN. O deslocamento objetivo foi obtido através da aplicação do método N2, descrito no Eurocódigo 8 (CEN, 2014).

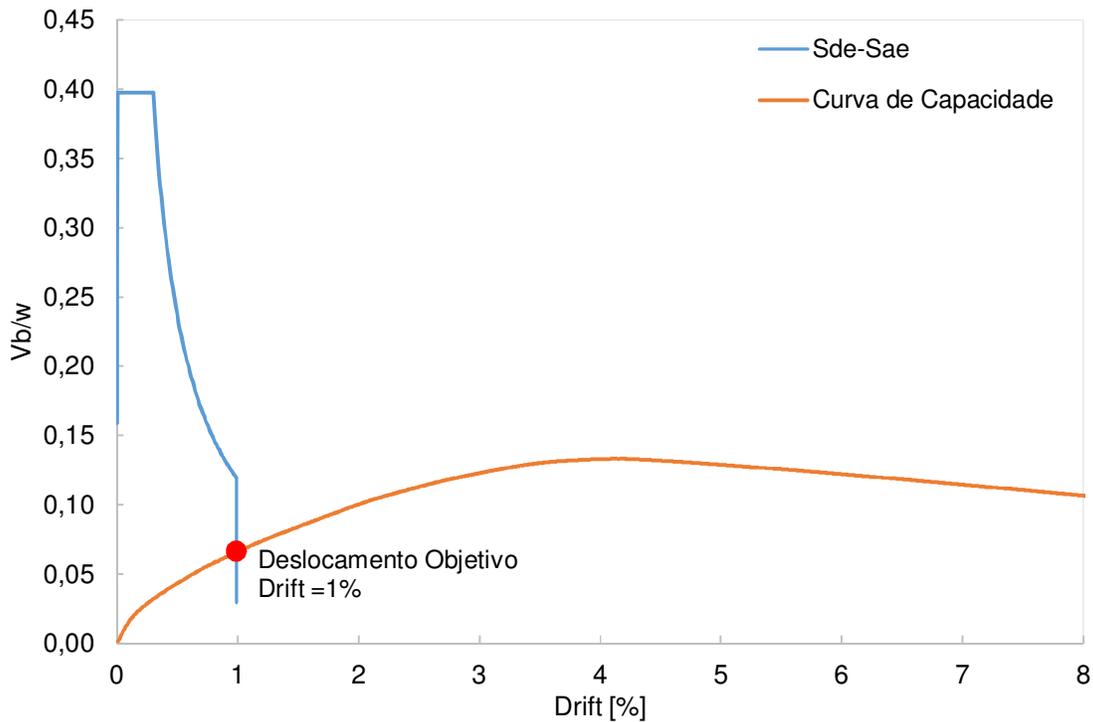
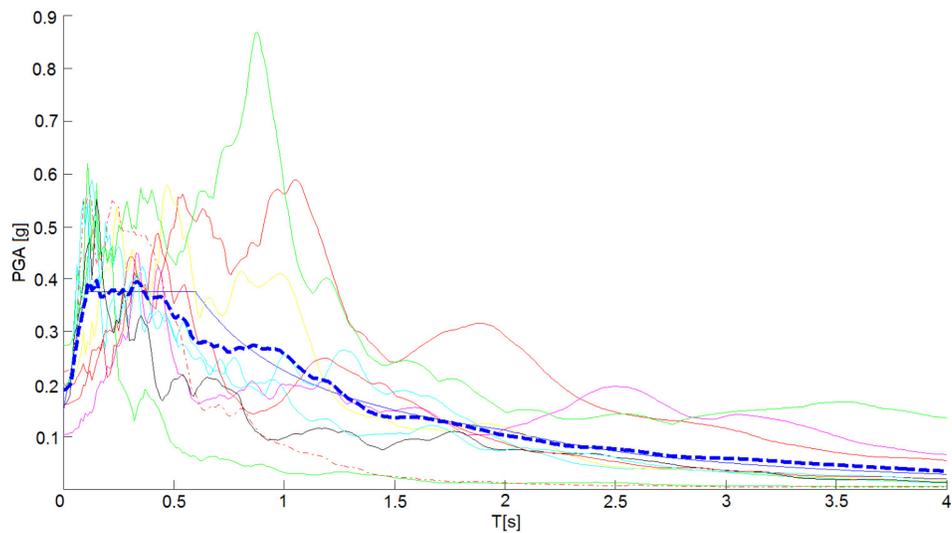


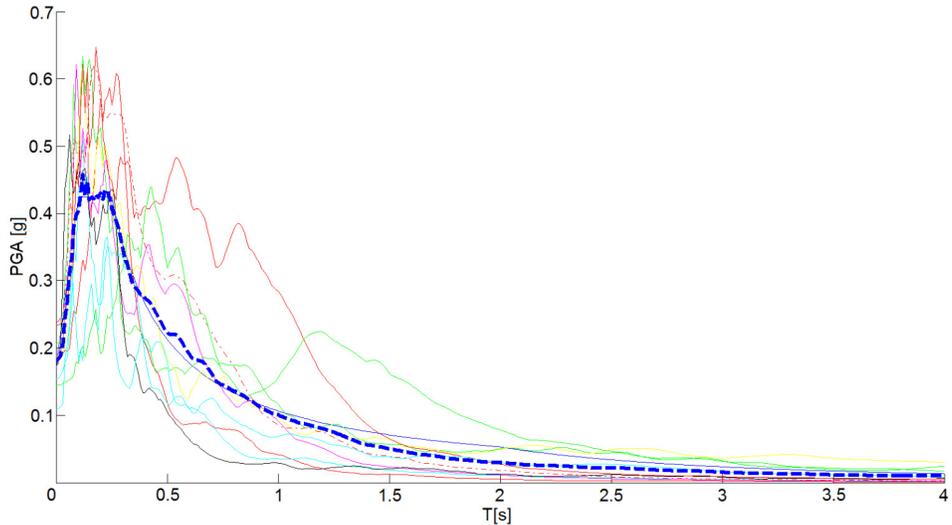
Figura 7 – Curva *Pushover*

Para a análise dinâmica não-linear foi utilizado um conjunto de 20 acelerações do solo que foram selecionadas através de eventos sísmicos reais de acordo com o método de Araújo *et al.* [21]. As acelerações foram divididas em 10 registos do tipo 1 (Figura 8a) e 10 registos do tipo 2 (Figura 8b). Foram aplicadas acelerações unidireccionais do solo para cada análise. O espectro elástico correspondente está representado na Figura 8.

Para uma melhor compressão da análise dinâmica não-linear, onde a Figura 9 representa graficamente o *drift* que as acelerações dos diferentes sismos provocam na estrutura, uma análise em termos de valores máximos, mínimos, média, mediana e desvio padrão (Tabela 4 e Tabela 5) foi feita para que fosse mais claro retirar ilações da mesma. Assim sendo, analisando a Figura 9 e as tabelas Tabela 4 e Tabela 5 é bastante claro que a ação sísmica do Tipo 1, caracterizada no EC8 como sendo os sismos 'afastados', tem para o mesmo nível de aceleração de pico um maior impacto na estrutura em estudo do que os sismos Tipo 2, considerados como 'próximos'.



a) Tipo 1



b) Tipo 2

Figura 8 – Espectro elástico das acelerações do solo utilizadas

Na Figura 9, as linhas representadas a verde correspondem aos sismos do tipo 1 e a amarelo correspondem aos sismos do tipo 2. É notável que para uma mesma aceleração os sismos do tipo 1 provocam um deslocamento significativamente mais gravoso que os sismos do tipo 2. Por exemplo, para uma aceleração de 0.1 g os sismos tipo do 1 provocam um *drift* máximo de 3.03% e os sismos do tipo 2 provocam um *drift* máximo de 0.94%, que corresponde a um valor 3 vezes inferior.

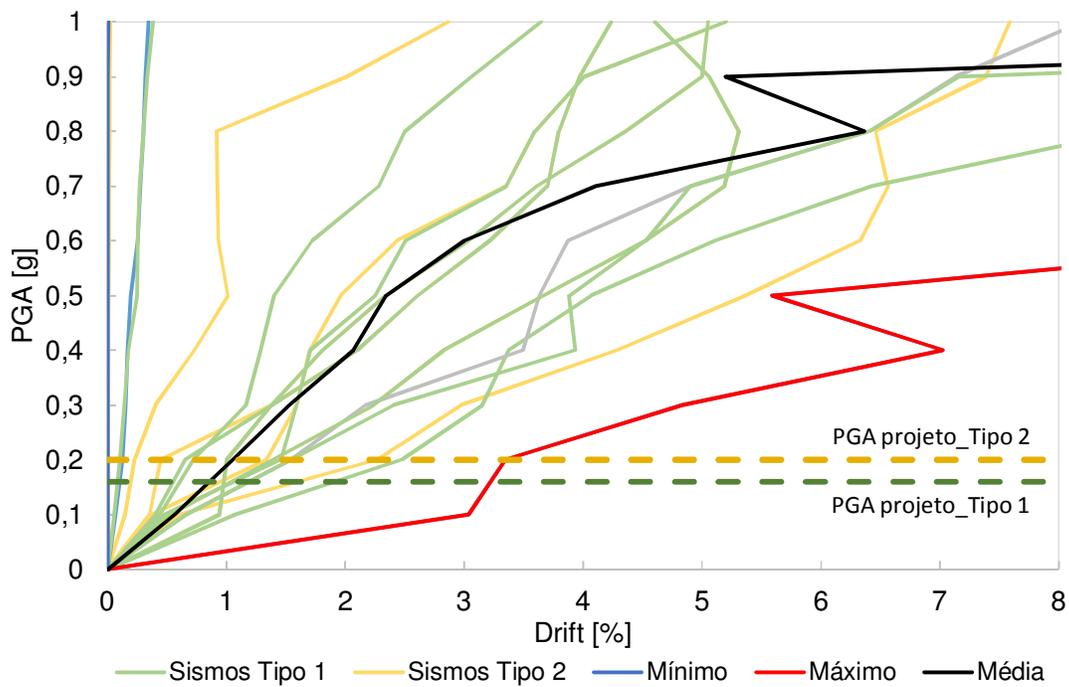


Figura 9 – Gráfico PGA vs *Drift* para os diferentes sismos considerados na análise da estrutura

Tabela 4 – Valores de referência para os sismos tipo 1 considerando o gráfico da Figura 10
Sismo Tipo 1

<i>PGA [g]</i>	<i>Máximo</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Média</i>	<i>Mediana</i>	<i>Desvio Padrão</i>
0.1	3.03	0.06	0.77	0.50	0.86
0.2	3.35	0.11	1.28	1.20	1.02
0.3	4.83	0.14	1.84	1.49	1.41
0.4	7.02	0.17	2.44	1.95	2.03
0.5	5.59	0.19	2.62	2.47	1.73
0.6	10.47	0.25	3.56	3.13	2.96
0.7	23.77	0.27	5.38	3.65	6.76
0.8	61.22	0.30	9.64	4.08	18.30
0.9	24.00	0.32	6.93	4.50	7.51
1	163.51	0.34	32.93	4.83	59.15

Tabela 5 – Valores de referência para os sismos tipo 2 considerando o gráfico da Figura 11
Sismo Tipo 2

<i>PGA [g]</i>	<i>Máximo</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Média</i>	<i>Mediana</i>	<i>Desvio Padrão</i>
<i>0.1</i>	0.94	0.00	0.36	0.36	0.32
<i>0.2</i>	2.27	0.00	0.82	0.72	0.80
<i>0.3</i>	2.97	0.00	1.21	1.38	1.07
<i>0.4</i>	4.29	0.00	1.70	1.76	1.52
<i>0.5</i>	5.36	0.00	2.06	2.15	1.83
<i>0.6</i>	6.33	0.00	2.44	2.73	2.17
<i>0.7</i>	6.56	0.01	2.83	3.48	2.43
<i>0.8</i>	6.46	0.01	3.09	3.70	2.64
<i>0.9</i>	7.38	0.01	3.46	3.99	2.83
<i>1</i>	8.20	0.01	3.78	4.42	3.02

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho procedeu-se à avaliação do desempenho sísmico de um pórtico de um pavilhão industrial pré-fabricado em betão armado. O pavilhão analisado considerou-se relevante pois obedecia à tipologia mais recorrente do parque industrial em Portugal – estrutura de um piso, com pilares encastrados na base, vigas se secção variável apoiadas nos pilares e ligação viga-pilar rotulada – e, devido ao fraco desempenho que este tipo de estrutura tem vindo a demonstrar nos recentes eventos sísmicos, considerou-se importante a sua caracterização.

A estrutura é constituída por 5 vãos de 35.86 metros com uma altura de 12 metros. A avaliação do desempenho sísmico do pórtico foi realizada recorrendo a uma análise estática não-linear (*pushover*) e a uma análise dinâmica não-linear. A estrutura foi modelada em ambiente 2D recorrendo ao *software* de análise estrutural *Opensees*.

Das análises efetuadas à estrutura em estudo pode-se concluir que os sismos que mais condicionam a resposta sísmica são os sismos do tipo 1, que o Eurocódigo 8 classificam como sendo os sismos ‘afastados’, verificando-se que o pórtico em estudo apresenta um comportamento estrutural adequado face às ações impostas.

6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-028439 – SeismisPRECAST Seismic performance ASSESSment of existing Precast Industrial buildings and development of Innovative Retrofitting sustainable solutions,” – financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e com o apoio financeiro da FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC). O primeiro autor reconhece a FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia, nomeadamente pela Bolsa de Doutoramento do primeiro autor com a referência SFRH/BD/139723/2018.

7. REFERÊNCIAS

- [1] P. M. D. R. Lagartixo, “Sistemas Estruturais de Edifícios Industriais Pré-Fabricados em Betão,” Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [2] A. Belleri, E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva, “Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory,” *J. Perform. Constr. Facil.*, pp. 1–31, 2014.
- [3] H. Sezen and A. Whittaker, “Seismic Performance of Industrial Facilities Affected by the 1999 Turkey Earthquake,” *J. Perform. Constr. Facil.*, no. February, pp. 28–36, 2006.
- [4] L. Liberatore, L. Sorrentino, D. Liberatore, and L. Decanini, “Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 34, pp. 629–647, 2013.
- [5] G. Magliulo, M. Ercolino, C. Petrone, O. Coppola, and G. Manfredi, “The Emilia earthquake: Seismic performance of precast reinforced concrete buildings,” *Earthq. Spectra*, vol. 30, no. 2, pp. 891–912, 2014.
- [6] N. Batalha, H. Rodrigues, and H. Varum, “Seismic performance of RC precast industrial buildings — learning with the past earthquakes,” *Innov. Infrastruct. Solut.*, pp. 1–13, 2019.
- [7] D. Bourmas, P. Negro, and F. F. Taucer, “Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 5, pp. 2383–2404, 2013.
- [8] X. Romão *et al.*, “Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 34, pp. 670–692, 2013.
- [9] J. Viegas and F. Saraiva, “Um olhar sobre a pré - fabricação em betão em Portugal.”
- [10] M. Posada and S. Wood, “Seismic Performance of Precast Industrial Buildings in Turkey,” *7th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng.*, no. August 1999, p. 10, 2002.
- [11] F. Minghini, E. Ongaretto, V. Ligabue, M. Savoia, and N. Tullini, “Observational failure analysis of precast buildings after the 2012 Emilia earthquakes,” *Earthq. Struct.*, vol. 11, no. 2, pp. 327–346, 2016.
- [12] M. H. Arslan and H. H. Korkmaz, “What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey?,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 14, pp. 1–22, 2007.
- [13] C. Casotto, V. Silva, H. Crowley, R. Pinho, and R. Nascimbene, “Scenario damage analysis of RC precast industrial structures in Tuscany, Italy,” in *Second European conference on earthquake engineering and seismology*, 2014, pp. 1–12.
- [14] M. Savoia, N. Buratti, and L. Vincenzi, “Damage and collapses in industrial precast buildings after the 2012 Emilia earthquake,” *Eng. Struct.*, vol. 137, pp. 162–180, 2017.
- [15] C. Casotto, V. Silva, H. Crowley, R. Nascimbene, and R. Pinho, “Seismic fragility of Italian RC precast industrial structures,” *Eng. Struct.*, vol. 94, pp. 122–136, 2015.
- [16] A. Belleri, E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva, “Seismic Performance of Precast Industrial Facilities Following Major Earthquakes in the Italian Territory,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 29, no. 5, p. 04014135, 2015.
- [17] D. A. Bourmas, P. Negro, and F. J. Molina, “Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms,” *Eng. Struct.*, vol. 57, pp. 609–627, 2013.
- [18] G. Toniolo and A. Colombo, “Precast concrete structures: The lessons learned from the L’Aquila earthquake,” *Struct. Concr.*, vol. 13, no. 2, pp. 73–83, 2012.
- [19] D. Bourmas and P. Negro, “Seismic Performance of Mechanical Connections in the SAFECAST Precast Building,” *15th World Conf. Earthq. Eng. (15 WCEE)*, vol. 3, no. 1988, p. 10, 2012.
- [20] M. Fischinger, B. Zoubek, and T. Isakovic, “Seismic behaviour of the beam-to-column dowel connections: Macro modelling,” *4th Int. Conf. Comput. Methods Struct. Dyn. Earthq. Eng. COMPDYN 2013*, no. June, pp. 1523–1532, 2013.
- [21] M. Araújo, L. Macedo, M. Marques, and J. M. Castro, “Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, pp. 129–148, 2016.