



## Curvas de fragilidade para edifícios industriais pré-fabricados em betão armado em Portugal

### Romain Sousa

Assistant Researcher, CDRSP, School of Technology and Management (ESTG), Polytechnic Institute of Leiria, Leiria, Portugal, [romain.r.sousa@ipleiria.pt](mailto:romain.r.sousa@ipleiria.pt)

### Nádia Batalha

Phd Student, CONSTRUCT-LESE, Faculty of Engineering (FEUP), University of Porto, Porto, Portugal, [up201809163@fe.up.pt](mailto:up201809163@fe.up.pt)

### Vitor Silva

Associated Professor, RISCO, Civil Engineering Department, University of Aveiro, Aveiro, Portugal, [vitor.silva@globalquakemodel.org](mailto:vitor.silva@globalquakemodel.org)

### Paulo Fernandes

Coordinating Professor, CERIS, School of Technology and Management (ESTG), Polytechnic Institute of Leiria, Leiria, Portugal, [paulo.fernandes@ipleiria.pt](mailto:paulo.fernandes@ipleiria.pt)

### Humberto Varum

Cathedric Professor, CONSTRUCT-LESE, Faculty of Engineering (FEUP), University of Porto, Porto, Portugal, [hvarum@fe.up.pt](mailto:hvarum@fe.up.pt)

### Hugo Rodrigues

Associated Professor, RISCO, Civil Engineering Department, University of Aveiro, Aveiro, Portugal, [hrodrigues@ua.pt](mailto:hrodrigues@ua.pt)

## Resumo

As funções de fragilidade são funções analíticas que descrevem, de forma probabilística, o desempenho de uma dada tipologia em função da intensidade sísmica, e são um parâmetro chave para a análise do risco sísmico de estruturas. Este artigo descreve um estudo realizado para derivar, pela primeira vez, as funções de fragilidade representativas dos edifícios pré-fabricados de betão armado portugueses. Tal objetivo foi alcançado seguindo uma metodologia analítica considerando o resultado de centenas de análises estáticas não lineares, cujos modelos de construção refletem características mecânicas e geométricas do parque imobiliário industrial português. Atendendo às especificidades desta tipologia, nomeadamente no que se refere ao comportamento das ligações entre os membros estruturais, foi utilizado um macro-elemento recentemente desenvolvido que permite simular explicitamente o contributo dos mecanismos de atrito e dos ferrolhos. Os resultados são analisados à luz de estados limites associados a danos estruturais e não estruturais.

**Palavras-chave:** Edifícios pré-fabricados; Análises estáticas não-lineares; Fragilidade sísmica; Avaliação de Risco

## 1 INTRODUÇÃO

O baixo desempenho sísmico de edifícios pré-fabricados de betão armado (BA) durante sismos passados encontra-se amplamente documentado na literatura [1 a 9]. Esses estudos indicam que os danos estruturais ocorre geralmente na zona inferior dos pilares com o desenvolvimento de rótulas plásticas, bem como falhas ao nível das ligações viga-pilar devido ao detalhe sísmico deficiente, nomeadamente a ausência de ferrolhos de aço [4] e [10]. Além das diferentes componentes estruturais, perdas importantes ocorrem também ao nível dos elementos não estruturais, conteúdos e danos indiretos relativamente à interrupção de negócios. Rodrigues et al. (2018) [11] demonstraram que a interrupção da atividade económica, componente raramente considerada nos estudos de avaliação de risco, tem impacto significativo nas perdas económicas, com repercussões que podem ir além do nível local ou regional.

As perdas sociais e económicas observadas devido ao mau comportamento sísmico dos edifícios industriais pré-fabricados de BA demonstram a necessidade de ter um melhor entendimento do desempenho sísmico desta tipologia, por forma a melhorar as técnicas construtivas atuais, avaliar a vulnerabilidade dos edifícios existentes e desenvolver soluções de reforço eficientes. As observações de edifícios existentes (por exemplo, [7] e [12]) e análises de fragilidade conduzidas por Casotto et al. (2014) [13] em edifícios italianos destacaram a importância das ligações viga-pilar, uma vez que este elemento estrutural é frequentemente a principal fonte de colapso estrutural. De acordo com Casotto et al. (2014) [13], 38% do parque industrial edificado na região da Toscana provavelmente sofrerá grandes danos se ocorrer um evento sísmico com magnitude igual ou superior a M6.5.

Dada a ausência de levantamentos pós-sismo para edifícios industriais em Portugal, este estudo apresenta um estudo analítico por forma a derivar funções de fragilidade considerando tanto componentes estruturais como não estruturais. Ao contrário do que se observa para edifícios residenciais, as informações disponíveis sobre as propriedades dos edifícios pré-fabricados são limitadas. Em Portugal, o estudo desenvolvido para a Comissão Europeia em 2013 [14] apresenta uma descrição geral das principais tipologias do parque edificado industrial. No entanto, esta informação é insuficiente e não fornece dados detalhados sobre as propriedades mecânicas, geométricas e dinâmicas dos edifícios industriais, necessários para desenvolver modelos numéricos representativos. Em alternativa, foram considerados os parâmetros geométricos e mecânicos recolhidos por Rodrigues et al. (2020) [15], permitindo desenvolver modelos numéricos fidedignos e que podem ser usados para derivar funções de fragilidade analíticas. Este artigo explora também a consideração dos estados limites locais e globais, expondo as limitações atuais em relação à definição de estados limites estruturais adequados para pilares pré-fabricados (por exemplo, [16] e [17]).

Assim, este trabalho apresenta, pela primeira vez, uma avaliação detalhada da vulnerabilidade de estruturas pré-fabricadas de BA em Portugal, que constituem uma das tipologias mais comuns no parque industrial do país. Para tal, foram considerados modelos estatísticos que refletem uma ampla gama de propriedades geométricas e de materiais por forma a gerar centenas de modelos numéricos representativos. Esses modelos tridimensionais utilizam um macro-elemento para simular os diferentes tipos de ligação viga-pilar identificados. Além da variabilidade entre edifícios, este estudo explora ainda a variabilidade entre registos sísmicos, do que resulta um conjunto de funções de fragilidade que podem ser usadas diretamente em futuras avaliações probabilísticas de risco sísmico

à escala regional ou nacional em Portugal. Ao contrário do que se observou em estruturas semelhantes em Itália que apresentaram roturas essencialmente ao nível das ligações viga-pilar, em Portugal a principal vulnerabilidade parece localizar-se na insuficiente resistência horizontal dos pilares.

## 2 DEFINIÇÃO DO PORTEFÓLIO DE EDIFÍCIOS

O estudo analítico aqui apresentado assenta na análise de uma população de centenas de edifícios sintéticos gerados com base nas propriedades geométricas recolhidas em dezenas de edifícios pré-fabricados industriais de BA existentes em Portugal [15]. Dada a inexistência de um código estrutural específico para estes edifícios, a definição das propriedades mecânicas e geométricas para cada edifício resultou de um processo de amostragem de Monte Carlo, sem qualquer critério de dimensionamento direto ou indireto.

Além das estatísticas relativas às propriedades estruturais, foi investigada a eventual correlação entre as variáveis para que os modelos numéricos representassem, da melhor forma possível, o portfólio real de edifícios industriais. Para refletir esta observação, que parece estar naturalmente relacionada com a evolução dos processos construtivos, foram consideradas uma série de variáveis independentes (ver A Tabela 1), nomeadamente o ano de construção (Y) e o comprimento do pilar ( $L_c$ ), que por sua vez condicionam as variáveis dependentes geradas a partir de uma distribuição lognormal, como indicado na Tabela 2. Por sua vez, o comprimento do vão (L) na direção principal (longitudinal), condiciona também o peso próprio das vigas e a área de ferrolhos. O número de vãos na direção longitudinal e o número de pisos (ambos com o valor de 1) foram mantidos constantes em todos os modelos.

A resistência das armaduras varia com o período de construção tendo sido definido com base na distribuição discreta proposta por Rodrigues et al. (2020) [15]. Relativamente à resistência à compressão do betão, os modelos numéricos assumiram um valor médio de 8 MPa superior ao valor característico seguindo a norma NP EN 1992-1-1 (1992), enquanto para a tensão de cedência das armaduras foi assumido um valor 10% maior que o valor característico correspondente, conforme sugerido por Priestley et al. (2007) [18].

Tabela 1. Estatística das variáveis independentes adotadas na geração dos modelos numéricos

<i>Parâmetro</i>	<i>Média</i>	<i>STDV</i>	<i>Min</i>	<i>Max</i>	<i>Distribuição</i>
Numero vãos direção transversal	8.2	4.8	1	29	Lognormal
Ano de construção, Y	1990	17.3	1960	2020	Lognormal
Vão na direção transversal [m]	7.6	2.5	4.2	12.5	Lognormal
Altura pilares, $L_c$ [m]	7.7	3.4	3.0	23.0	Lognormal
Relação altura-largura dos pilares	18.1	4.0	6.9	28.9	Normal
Comprimento apoio viga-pilar [cm]	29.4	8.4	15.0	50.0	Lognormal

Tabela 2. Estatística das variáveis dependentes adotadas na geração dos modelos numéricos

<i>Parâmetro</i>	<i>Média</i>	$\sigma_E^*$	<i>Min</i>	<i>Max</i>
------------------	--------------	--------------	------------	------------

Vão na direção longitudinal, L [m]	$\mu = 0.23Y - 437.6$	7.7	5.5	50.0
Taxa de armadura longitudinal [%]	$\mu = 0.018Y - 34.7$	0.65	0.3	3.7
Taxa de armadura transversal [%]	$\mu = 0.0043Y - 8.34$	0.17	0.05	0.95
Resistência à compressão do betão [MPa]	$\mu = 0.52Y - 999$	6.9	12	50
Peso-próprio das vigas longitudinais [kN/m]	$\mu = 0.27L - 0.33$	0.82	2.8	10
Área de ferrolhos [mm <sup>2</sup> ]	$\mu = 20.3L + 229$	405	50	1608
Relação largura-profundidade dos pilares	$\mu = 1.885L_c + 0.377$	0.48	1	4

Dada a inexistência de códigos específicos para a conceção de edifícios pré-fabricados de RC em Portugal, decidiu-se definir três subclasses com base no ano de construção, uma vez que uma fração importante das propriedades mecânicas e geométricas depende do ano de construção. Os três grupos foram definidos como Pré-código (1960-1980), Transição-de-código (1980-2000) e Pós-código (2000-2020). Os dados reunidos não permitem a identificação de um limite claro para o uso generalizado de ferrolhos nas ligações viga-pilar, tendo sido considerado que os edifícios construídos antes de 1990 não apresentam ferrolhos. Este limite parece apropriado, pois corresponde à introdução do primeiro código sísmico moderno em Portugal - o RSA em 1983, considerando ainda um período adicional de disseminação e implementação na prática. Nos edifícios com ferrolhos (posteriores a 1990), as ligações dos pilares às vigas longitudinais e transversais consideram dois elementos mecânicos, por ser este o valor tipicamente usado nestes edifícios.

### 3 Descrição das análises numéricas

#### 3.1 Modelo estrutural

A avaliação sísmica dos edifícios foi realizada através de análises estáticas não lineares de modelos 3D segundo as duas direções principais dos edifícios, utilizando o software de análise estrutural OpenSees [19]. Considerando que os danos tendem a se concentrar na zona inferior dos pilares ou nas ligações viga-pilar, os pilares foram modelados como elementos de viga não-lineares, com formulação em força, enquanto as vigas longitudinais e transversais foram modeladas com elementos elásticos. Em termos de materiais, o betão foi modelado com o modelo Concrete02, enquanto as armaduras longitudinais foi simulada com o modelo Steel02. O número de pontos de integração varia em função da altura dos pilares, e foram definidos seguindo as recomendações de Sousa et al [20]. As ligações viga-pilar foram simuladas por meio de um macro-elemento proposto por Sousa et al. [21] que é capaz de descrever com precisão os principais mecanismos identificados nas ligações viga-pilar convencionais, ou seja, o atrito entre os diferentes elementos, os ferrolhos de aço (quando presentes) e a base de neoprene (sempre considerada no modelo). Além do peso próprio do edifício, uma carga vertical adicional de 0,65 kN/m<sup>2</sup> foi distribuída em vigas para simular o peso próprio da cobertura.

#### 3.2 Definição dos estados limites e da ação sísmica

A avaliação do desempenho sísmico dos edifícios foi realizada considerando os estados limites associados a elementos estruturais e não estruturais. Em termos de elementos estruturais a análise

incidiu sobre a resposta tanto dos pilares como das ligações viga-pilar, enquanto para os elementos não estruturais o dano foi avaliado pela deformação esperada nos painéis de revestimento. Cada um desses casos foi avaliado considerando um estado limite de limitação de dano e um estado limite de dano severo seguindo os limites recomendados em estudos anteriores (Tabela 3).

Tabela 3. Estados limites considerados para os diferentes elementos e níveis de desempenho

<i>Estados limites estruturais</i>		
<i>Pilares</i>	Limitação de dano	60 % $F_{max}$
	Dano severo	redução 80 % $F_{max}$
<i>Ligações</i>	Limitação de dano	deslocamento relativo de 8 cm [22]
	Dano severo	deslocamento relativo de 3 cm [22]
<i>Estados limites não estruturais</i>		
<i>Painéis</i>	Limitação de dano	deslocamento relativo de 4 cm entre ligações de painel [22]
	Dano severo	deslocamento relativo de 1 cm entre ligações de painel [22]

O desempenho sísmico de cada edifício foi avaliado considerando um conjunto de 250 acelerogramas registados na região do Mediterrâneo. Os registos foram selecionados e escalados (com um fator de escala máximo de 3.5) por forma a atingir intensidades sísmicas capazes de causar o colapso das estruturas. Os espectros de aceleração escalados são apresentados na Fig. 1

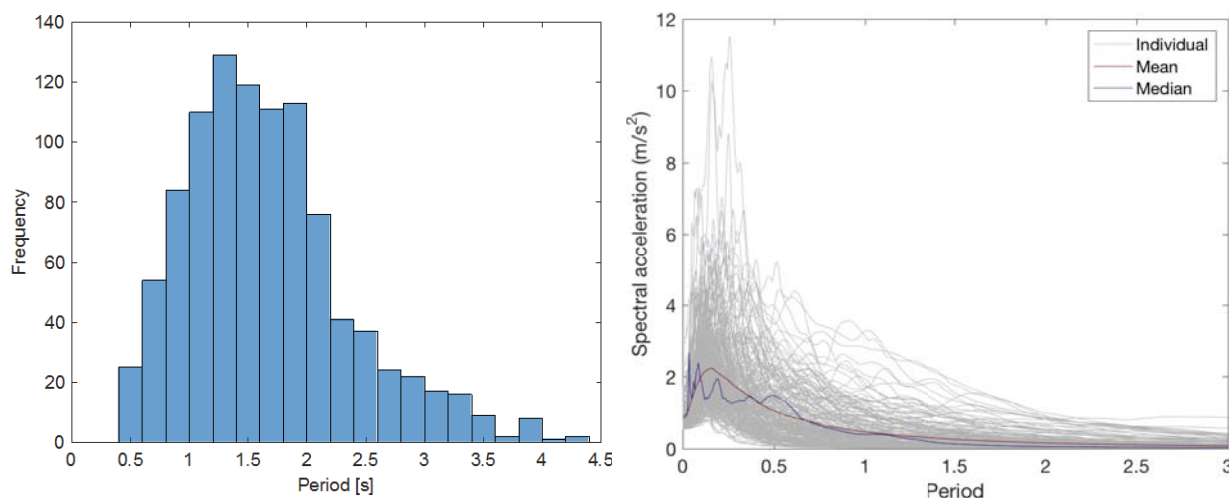


Figura 1. Histograma do período médio das duas direções dos edifícios (esquerda) e espectro de acelerações consideradas na definição da ação sísmica (direita)

#### 4 Resultados

As curvas de fragilidade apresentadas foram derivadas com base em análises estáticas não lineares realizada em 900 edifícios, ao longo das duas direções transversais principais. Conforme ilustrado na Fig. 2, na ausência de ferrolhos, o coeficiente sísmico (definido como a razão entre a resistência lateral e o peso próprio do edifício) é bastante reduzido atingindo valores máximos de cerca de 0,1. Outra observação relevante diz respeito à grande dispersão das curvas de capacidade, refletindo a variabilidade (muito maior quando comparada aos edifícios residenciais convencionais) na geometria

geral da construção e na seção transversal dos elementos verticais, e que resulta da necessidade para acomodar diferentes requisitos industriais.

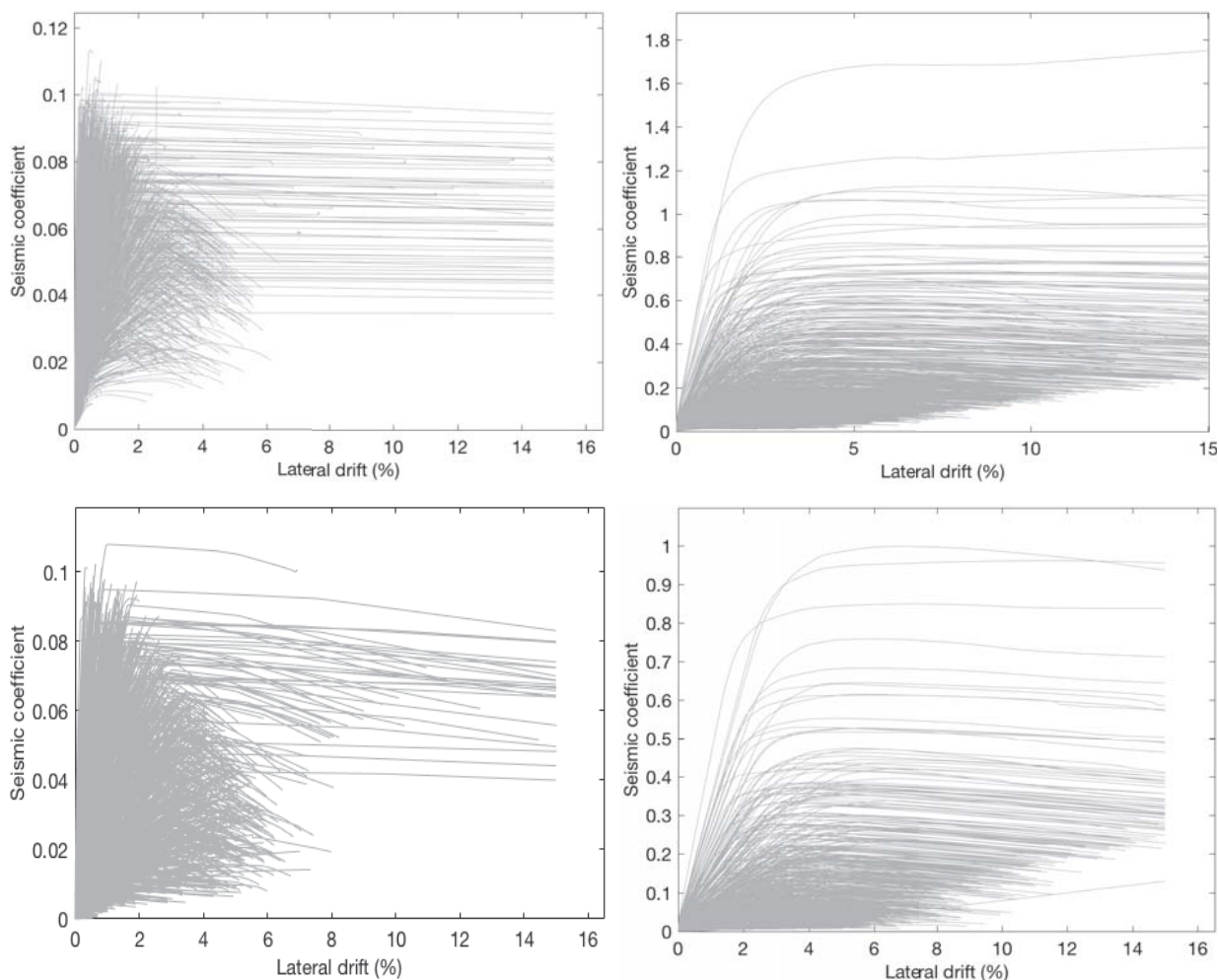


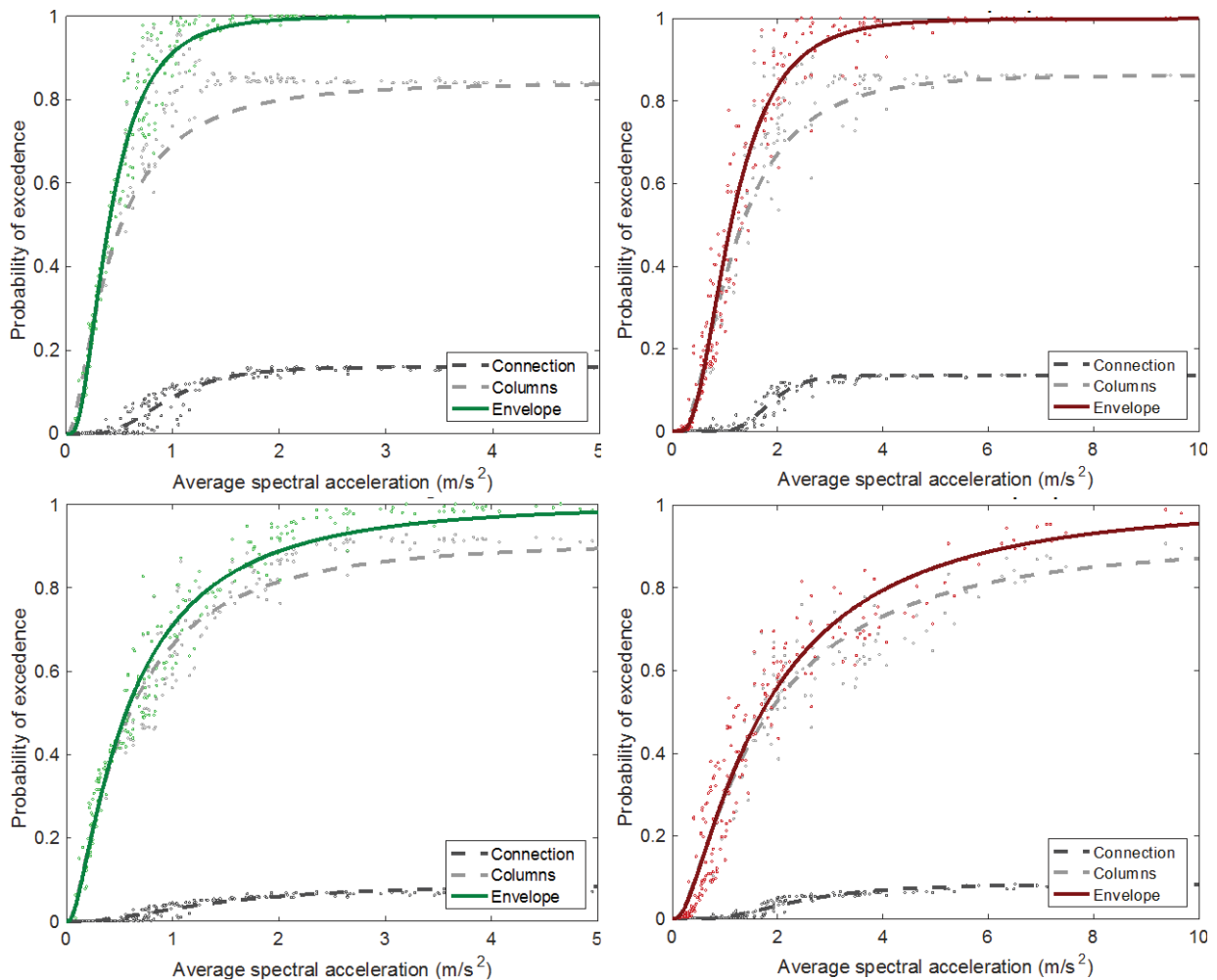
Figura 2. Relação entre deriva lateral e coeficiente sísmico segundo a direção X (cima) e Y (baixo), com (direita) e sem (esquerda) ferrolhos

Os resultados apresentados na Fig. 3 mostram a resposta dos edifícios industriais individuais juntamente com a distribuição cumulativa lognormal associada aos estados limites de limitação de danos e prevenção de colapso, para as classes de construção, desagregadas por mecanismos. Cada ponto nos gráficos representa a proporção de edifícios dentro de cada classe que atingiu um determinado estado limite em análise para cada registo sísmico, representado pela aceleração espectral média associada no período elástico médio de todos os edifícios ( $T = 1,7$  s).

Os resultados confirmaram que, na presença de ferrolhos, a resposta geralmente é controlada pelos pilares, enquanto que a rotura nas ligações é observada apenas em casos marginais. Pelo contrário, na ausência de ferrolhos um número mais significativo de edifícios apresenta vulnerabilidades ao nível da ligação. A razão para este comportamento distinto está na reduzida resistência lateral dos pilares analisados neste estudo. Na presença de pilares particularmente flexíveis, a resposta tende a ser controlada pelo comportamento destes e a resistência de atrito no nível da ligação é frequentemente suficiente para sustentar as forças de sísmicas de corte. Para os casos em que os pilares são mais robustos (com coeficiente sísmico local superior a cerca de 0,1), o atrito na ligação é

muitas vezes insuficiente para suportar as cargas laterais e as vigas sofrem grandes deslocamentos laterais.

No que diz respeito à componente não estrutural, todas as tipologias apresentaram acelerações espectrais médias semelhantes e portanto, os resultados apresentados refletem o comportamento de todo o portfólio de edifícios (ver Fig. 4). A reduzida variação observada entre os diferentes grupos resulta da elevada esbelteza dos pilares (e consequentemente da rigidez lateral inicial dos edifícios) ser independente do ano de construção. Um sumário das estatísticas associadas a cada um dos casos apresentados acima é apresentado na Tabela 4.



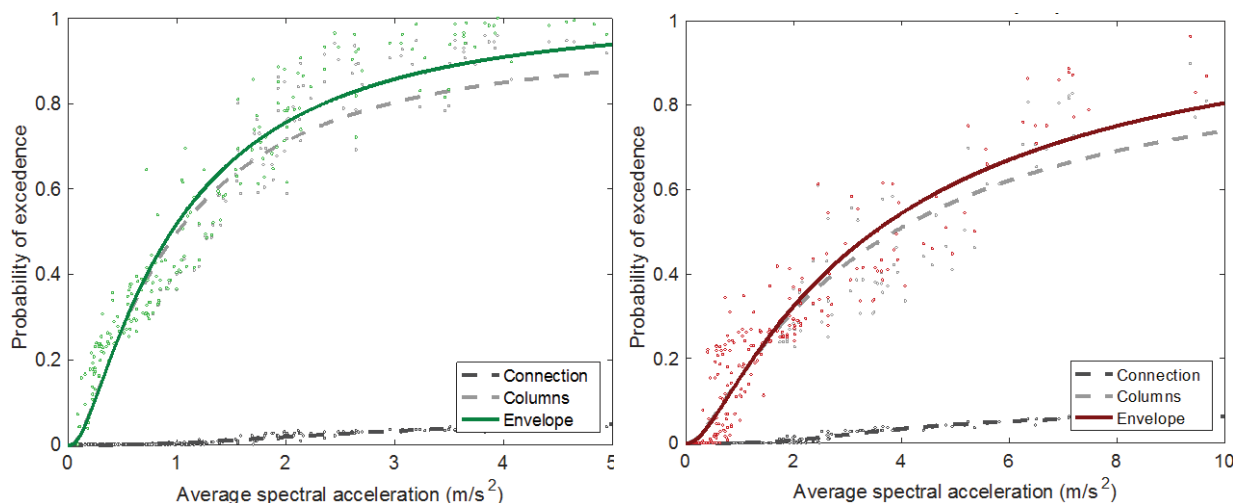


Figura 3. Funções de fragilidade para edifícios pré-código (cima), transição-de-código (meio) e pós-código (baixo) e estado limite de limitação de dano (esquerda) e dano severo (direita)

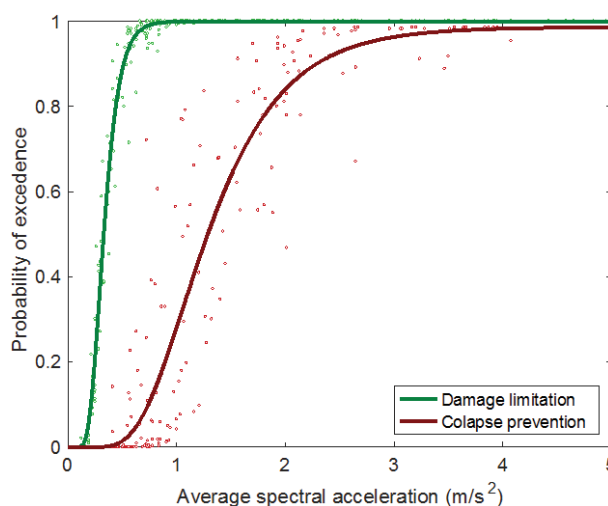


Figura 4. Curvas de fragilidade associadas a dano não estrutural

Tabela 4. Sumário das estatísticas associadas às diferentes curvas de fragilidade em  $m/s^2$

<i>Estado limite</i>		<i>Pré-código</i>		<i>Transição-de-código</i>		<i>Pós-código</i>	
		<i>Média</i>	<i>Stdv</i>	<i>Média</i>	<i>Stdv</i>	<i>Média</i>	<i>Stdv</i>
<i>Estrutural</i>	Limitação de dano	0.50	0.37	0.97	1.37	1.69	2.48
	Dano severo	1.33	0.87	2.92	4.07	7.35	13.78
<i>Não estrutural</i>	Limitação de dano	0.35	0.14	0.35	0.14	0.35	0.14
	Dano severo	1.50	0.77	1.44	0.68	1.40	0.63

## 5 Conclusões

No seguimento dos danos observados em sismos anteriores, este artigo apresenta curvas de fragilidade sísmica para edifícios pré-fabricados em BA, representativos do parque edificado em



Portugal. Para tal, foi gerado um portefólio de centenas de edifícios sintéticos que representam as propriedades materiais e geométricas encontradas em Portugal e noutros países na zona do mar mediterrânico. Os modelos numéricos foram submetidos a análises estáticas não lineares permitindo avaliar as principais vulnerabilidades sísmicas desta classe de edifícios.

Os resultados obtidos mostraram que danos estruturais e não estruturais são esperados para baixos níveis de aceleração espectral. Esta aparente vulnerabilidade resulta da elevada esbelteza dos pilares e da ausência de ferrolhos nas ligações viga-pilar, mais frequentes em edifícios mais antigos construídos antes da introdução da regulamentação sísmica. Os resultados apresentados estão naturalmente condicionados aos estados limites adotados que, confirmando as indicações anteriores, requerem uma investigação mais aprofundada.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi suportado financeiramente pelo Projeto POCI-01-0145-FEDER-028439 – “SeismicPRECAST Seismic performance Assessment of existing Precast Industrial buildings and development of Innovative Retrofitting sustainable solutions” suportado por fundos FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e pelos fundos nacionais (PIDDAC) através da FCT/MCTES. Este trabalho foi ainda financiado pela Foundation for Science and Technology (FCT) - Aveiro Research Centre for Risks and Sustainability in Construction (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. O segundo autor agradece ainda à FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela bolsa de doutoramento com referência SFRH/BD/139723/2018.

## REFERÊNCIAS

- [1] A. Belleri, E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva (2014) “Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory,” *J. Perform. Constr. Facil.*, pp. 1–31.
- [2] H. Sezen and A. Whittaker (2006) “Seismic Performance of Industrial Facilities Affected by the 1999 Turkey Earthquake,” *J. Perform. Constr. Facil.*, no. February, pp. 28–36.
- [3] L. Liberatore, L. Sorrentino, D. Liberatore, and L. Decanini (2013) “Failure of industrial structures induced by the Emilia 2012 earthquakes” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 34, pp. 629–647.
- [4] G. Magliulo, M. Ercolino, C. Petrone, O. Coppola, and G. Manfredi (2014) “The Emilia earthquake: Seismic performance of precast reinforced concrete buildings,” *Earthq. Spectra*, vol. 30, no. 2, pp. 891–912.
- [5] D. A. Bournas, P. Negro, and F. F. Taucer (2014) “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.
- [6] X. Romão, A. A. Costa, E. Paupério, H. Rodrigues, R. Vicente, H. Varum, and A. Costa, (2013) “Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 34.
- [7] A. Babič and M. Dolšek (2016) “Seismic fragility functions of industrial precast building classes,” *Eng. Struct.*, vol. 118, pp. 357–370, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.03.069.

- [8] N. Batalha, H. Rodrigues, and H. Varum (2019) “Seismic performance of RC precast industrial buildings — learning with the past earthquakes,” *Innov. Infrastruct. Solut.*, pp. 1–13.
- [9] B. Dal Lago, L. Silvia, and B. Fabio (2019) “Diaphragm effectiveness of precast concrete structures with cladding panels under seismic action,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 17, no. 1, pp. 473–495.
- [10] A. Belleri, E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva (2015) “Seismic Performance of Precast Industrial Facilities Following Major Earthquakes in the Italian Territory,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 29, no. 5.
- [11] D. Rodrigues, H. Crowley, and V. Silva, (2018) “Earthquake loss assessment of precast RC industrial structures in Tuscany (Italy),” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 16, no. 1, pp. 203–228.
- [12] D. Bournas, P. Negro, and F. F. Taucer (2013) “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.
- [13] C. Casotto, V. Silva, H. Crowley, R. Pinho, and R. Nascimbene (2014) “Scenario damage analysis of RC precast industrial structures in Tuscany, Italy,” in *Second European conference on earthquake engineering and seismology*.
- [14] A. Braconi, *et al.* (2013) “Prefabricated steel structures for low-rise buildings in seismic areas (Precasteel),” Brussels.
- [15] H. Rodrigues, R. Sousa, N. Batalha, H. Vitorino, H. Varum, and P. Fernandes (2020) “Typical properties of the Portuguese precast industrial buildings,” *Adv. Civ. Eng.*
- [16] M. A. Erberik (2008) “Fragility-based assessment of typical mid-rise and low-rise RC buildings in Turkey,” *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 5, pp. 1360–1374.
- [17] H. Crowley, R. Pinho, and J. Bommer (2004) “A Probabilistic Displacement-based Vulnerability Assessment Procedure for Earthquake Loss Estimation,” *Bull. Earthq. Eng.*
- [18] M. Priestley, M. Calvi, and M. Kowalsky (2007) “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”. Pavia.
- [19] F. McKenna (2011) “OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation,” *Comput. Sci. Eng.*, vol. 13, no. 4, pp. 58–66.
- [20] R. Sousa, N. Batalha, and H. Rodrigues (2020) “Numerical simulation of beam-to-column connections in precast reinforced concrete buildings using fibre-based frame models,” *Eng. Struct.*, vol. 203.
- [21] R. Sousa, J. P. Almeida, A. A. Correia, R. Pinho, and F. F. Modelling (2018) “Shake Table Blind Prediction Tests : Contributions for Improved Fiber-based Frame Modelling,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 00, no. 00, pp. 1–42.
- [22] F. Cornali, A. Belleri, A. Marini, and P. Riva (2017) “Influence of modelling assumptions in the expected loss evaluation of a precast industrial building,” *Procedia Eng.*, vol. 199, pp. 3510–3515.