Modelação do comportamento sísmico de edifícios prefabricados de betão armado

Seismic assessment of reinforced concrete precast industrial buildings

Nádia Batalha Romain Sousa Hugo Vitorino Humberto Varum Paulo Fernandes Hugo Rodrigues

Resumo

Os edifícios prefabricados de betão armado (BA) são muito comuns no parque industrial português. O comportamento destes edifícios durante sismos recentes na Europa revelou um desempenho sísmico, por vezes, insatisfatório tanto ao nível dos elementos estruturais como não-estruturais. Um dos aspetos que gera maior preocupação nesta tipologia de edifícios diz respeito à capacidade das ligações viga-pilar e, como tal, a avaliação dos seus diferentes mecanismos e metodologias de análise é de elevada importância.

Por forma a identificar as principais vulnerabilidades deste tipo de estruturas em Portugal foi desenvolvido um estudo paramétrico tendo como base um modelo numérico representativo deste tipo de edifícios. Os resultados de análises dinâmicas não lineares permitiram avaliar o impacto que diferentes propriedades estruturais, quer de carácter geral quer ao nível mais específico da ligação viga-pilar, representam no comportamento sísmico destes edifícios, nomeadamente no que respeita à contribuição das componentes de atrito e do efeito de ferrolho na resistência das ligações viga-pilar.

Abstract

Precast reinforced concrete (RC) buildings are very common in the Portuguese industrial park. The behavior of these buildings during recent earthquakes in Europe has shown an unsatisfactory seismic performance at both structural and non-structural elements. One of the most concerning issues in this typology of structures is related with the capacity of beam-to-column connections and, therefore, the assessment of the different mechanisms and methodologies of analysis is of paramount importance. In order to identify the main vulnerabilities of this type of structures in Portugal, a parametric study was carried out based on a representative numerical model of this type of buildings. The results of nonlinear dynamic analysis allowed the evaluation of the importance that different structural properties, both at the general building level and at the beam-tocolumn connection, have on the seismic behavior of this typology of buildings, namely in what respects the contribution of the friction and dowel effect of the beam-to-column connections.

Palavras-chave: Edifícios prefabricados / Betão armado / Desempenho sísmico / / Ligação viga-pilar / Análise dinâmica Keywords: Precast buildings / Reinforced concrete / Seismic performance / / Beam-to-column connections / Dynamic analysis

Nádia Batalha

Estudante de Doutoramento CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto Porto, Portugal up201809163@fe.up.pt

Romain Sousa

Investigador Auxiliar Instituto Politécnico de Leiria Leiria, Portugal romain.r.sousa@ipleiria.pt

Hugo Vitorino

Estudante de Doutoramento Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal hugo.vitorino@ua.pt

Humberto Varum

Professor Catedrático CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto Porto, Portugal hvarum@fe.up.pt

Paulo Fernandes

Professor Coordenador CERIS, ESTG, Instituto Politécnico de Leiria Leiria, Portugal paulo.fernandes@ipleiria.pt

Hugo Rodrigues

Professor Adjunto RISCO-ESTG, Instituto Politécnico de Leiria Leiria, Portugal hugo.f.rodrigues@ipleiria.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.

BATALHA, N. [*et al.*] – Modelação do comportamento sísmico de edifícios prefabricados de betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488 (março 2020) 77-88.

1 Introdução

Quando submetidas a eventos sísmicos de elevada intensidade, as estruturas prefabricadas em betão armado (BA) revelaram um desempenho sísmico pouco satisfatório, apresentando danos ao nível dos elementos estruturais e não estruturais [1]. Mesmo em eventos sísmicos de curta e moderada duração estas estruturas apresentaram altos níveis de danos estruturais, como descrito por Romão *et al.* [1] com base em observações de campo após o terremoto de Lorca em 2011.

Após o terremoto de 2012 em Emilia Romagna (Itália), cerca de metade das estruturas prefabricadas existentes exibiram danos significativos [2], [3]. Os danos mais recorrentes verificam-se na base dos pilares, nomeadamente as rótulas plásticas (Figura 1a) e a perda do suporte das vigas (Figura 1b). A perda do suporte das vigas está diretamente relacionada com a deficiente ligação viga-pilar, que por sua vez está também na origem do destacamento do betão na zona dos cachorros onde apoiam as vigas [2], [4].



a) Rótula plástica na base do pilar



b) Dano devido à falta de suporte de vigas

Figura 1 Exemplos de danos estruturais em edifícios de BA prefabricados

Os diversos relatos de danos em estruturas pré-fabricadas apontaram para a necessidade de desenvolver metodologias consistentes para a modelação, análise e avaliação de construções existentes. Diferentes autores propuseram novas soluções de modelação com recurso a macromodelos (*e.g.*, [5], [8]) e a modelos numéricos mais refinados (*e.g.*, [9], [11]). O uso de modelos refinados tende a oferecer resultados mais precisos, dada a capacidade de considerar os diferentes mecanismos envolvidos. No entanto, esses modelos são computacionalmente exigentes e, portanto, inadequados para aplicações comuns de engenharia ou análises de risco sísmico.

Ao nível das ligações viga-pilar destacam-se os trabalhos de Casotto et al. [5] e Magliulo et al. [8], focados no estudo da ligação viga-pilar sem ferrolhos, enquanto Clementi et al. [6] apresentam uma análise mais detalhada sobre a importância dos ferrolhos. O macroelemento adotado no presente trabalho segue o modelo proposto por Sousa et al. [12], que permite simular explicitamente a contribuição da componente de atrito e do efeito de ferrolho no comportamento global da ligação.

2 Caracterização do comportamento estrutural das ligações viga-pilar

2.1 Principais mecanismos de resistência horizontal

Na Europa, as ligações viga-pilar mais comuns em edifícios prefabricados de BA incorporam ferrolhos de aço, tipicamente com placas de neoprene entre os dois elementos de betão [13]. Neste tipo de ligação, o mecanismo de transferência de forças é assegurado essencialmente pelo efeito do ferrolho e por atrito entre os materiais de interface, betão-betão ou betão-neoprene.

A resistência assegurada pelo ferrolho depende principalmente da dimensão e material do mesmo, mas também da sua posição e condições de confinamento do betão que envolvem os ferrolhos. Se estes estiverem instalados numa região bem confinada e suficientemente afastada das extremidades, a rotura acontece por cedência do ferrolho e esmagamento do betão envolvente. Por outro lado, se estas condições não estiverem asseguradas, a rotura pode ocorrer por destacamento do betão que envolve o ferrolho.

Ao longo dos últimos anos, diversos modelos foram deduzidos a partir de ensaios experimentais de forma a quantificar a capacidade destas ligações (e.g. [14], [17]). Destes importa destacar o modelo empírico proposto por Vintzeleou e Tassios [18], segundo o qual a resistência é estimada com base no diâmetro do ferrolho, das características mecânicas do betão e do aço, e de um parâmetro K que depende do tipo de carregamento e nível de confinamento. Alternativamente, Fischinger *et al.* [17] apresentam um modelo fenomenológico para estimar a capacidade destas ligações em termos de forças e deformações. Esta proposta representa a primeira aproximação à modelação numérica do comportamento dos ferrolhos proposta em Sousa *et al.* [12] e que se encontra descrita mais detalhadamente na secção seguinte.

Relativamente à componente de atrito, a força desenvolvida na interface dos dois elementos depende essencialmente do coeficiente de atrito (μ) e do nível de esforço axial a atuar na superfície de contacto. Por sua vez, de acordo com Magliulo *et al.* [19], o coeficiente de atrito depende essencialmente do esforço axial e da velocidade de escorregamento. Com base na análise de vários ensaios experimentais, Magliulo *et al.* [19] estabeleceram uma relação entre a tensão de compressão e o coeficiente de atrito entre o betão e o neoprene. Os coeficientes estimados a partir destas equações estão em linha com os propostos em PCI [20] e variam essencialmente entre 0,1 e 0,5, para carregamentos convencionais. Estes valores representam uma redução significativa quando comparados com os valores esperados entre superfícies de betão, que tipicamente variam entre 0,5 e 1,2, dependendo da rugosidade da superfície de contacto e do nível de esforço axial [21].

2.2 Proposta de modelação do comportamento da ligação viga-pilar

Dada a relativa importância das ligações no comportamento global das estruturas prefabricadas de betão armado, o modelo numérico incorpora um elemento que permite simular a contribuição dos diferentes mecanismos, nomeadamente dos ferrolhos, do atrito e da placa de neoprene (Figura 2). As propriedades e o arranjo de cada um destes mecanismos seguem o modelo proposto por Sousa *et al.* [12], e consiste num elemento *zero-length* que compreende diferentes molas axiais, alinhadas em série ou em paralelo, dependendo da maneira como os diferentes mecanismos são ativados na interface entre os pilares e as vigas. Estas molas são definidas nas duas direções horizontais principais, enquanto que as rotações segundo os três eixos principais são libertadas. Na direção vertical é admitida uma elevada rigidez.





O modelo numérico do edifício foi desenvolvido na plataforma de análise estrutural OpenSees [22], e a modelação da componente de atrito foi realizada através da incorporação do modelo de atrito "velNormalFrcDep" no elemento *zero-length* "flatSliderBearing". Esta opção permite ajustar o coeficiente de atrito em função do nível de esforço axial instalado na interface da ligação, permitindo, por outro lado, considerar a flexibilidade da placa de neoprene ao fazer coincidir a rigidez inicial do modelo de atrito com a rigidez lateral da placa de neoprene (Figura 3).

Relativamente à contribuição dos ferrolhos a simulação foi realizada através de um modelo histerético trilinear. Os pontos que definem a envolvente do modelo, bem como as regras de degradação e ciclos de descarga/recarga foram definidos tendo em consideração os estudos apresentados por Sousa *et al.*[12]. O modelo adotado e os respetivos parâmetros foram previamente validados através da comparação com ensaios experimentais tendo revelado uma



Figura 3 Combinação da componente da placa de neoprene e da componente de atrito

aproximação bastante satisfatória em termos de resistência máxima, capacidade de deformação e energia histerética dissipada, como ilustrado no exemplo apresentado na Figura 4.



Figura 4 Comparação entre resposta experimental e numérica de uma ligação viga-pilar sujeita a cargas cíclicas [12]

3 Estudo paramétrico

3.1 Descrição do caso de estudo

O edifício industrial prefabricado de betão armado em análise apresenta uma estrutura constituída por um piso com uma área de $180 \times 175 \text{ m}^2$ e 12 m de altura (Figura 5). O edifício possui 5 vãos na direção X com 35 m de comprimento cada e 15 vãos na direção Y com 12 m de comprimento cada. Os pilares têm uma secção retangular de 0,70 × 0,50 m², enquanto as vigas são pré-esforçadas com uma secção variável I, segundo o vão mais longo (Figura 6), e secção retangular segundo o menor vão com uma secção de 0,50 × 0,45 m². Ao nível dos materiais foi considerada a classe de resistência C40/50 e S500 NR-SD, para o betão e para o aço, respetivamente. Ao nível das ligações viga-pilar, a viga é ligada mecanicamente ao pilar através de 2 ferrolhos de aço com diâmetro de 0,024 e 0,020 m nas vigas ao longo da direção X e Y, respetivamente. A ligação viga-pilar é feita com recurso a cachorros na direção X assente em 0,35 m e na direção Y as vigas são assentes em 0,25 m diretamente no topo de cada pilar. Estes ferrolhos são betonados em conjunto com o pilar, e são posteriormente ligados à viga em negativos, que são posteriormente preenchidos com uma argamassa adequada.

Tipicamente, é assumido que estas ligações não restringem as rotações entre os dois elementos, e a transferência de forças horizontais entre a viga e o pilar é essencialmente garantida por atrito e pelos ferrolhos [13].



Figura 5 Modelo numérico espacial do edifício em estudo



Figura 6 Detalhes da secção transversal dos pilares (a) e vigas longitudinais (b)

Por fim, foi considerada uma carga vertical distribuída ao longo das vigas com um valor de 0,65 kN/m², que inclui o peso próprio da cobertura e dos elementos de betão armado.

3.2 Modelação numérica

Os modelos numéricos 3D foram definidos na plataforma de análise estrutural OpenSees [22] e submetidos a uma análise incremental dinâmica (IDA). Dada a elevada resistência das vigas e as suas condições de apoio (idealizadas como simplesmente apoiadas), não é expectável que sejam particularmente vulneráveis à ação sísmica pelo que estas foram modeladas com elementos elásticos. Por outro lado, os pilares foram modelados através de elementos não lineares de plasticidade distribuída com formulação em forças, assumindo uma ligação encastrada na base dos mesmos.

A interação da estrutura principal com os painéis de revestimento não foi tida em consideração uma vez que, de acordo com Brunesi *et al.* [23], a interação destes com a estrutura principal é principalmente relevante durante a fase de resposta elástica.

Relativamente aos materiais, o betão foi modelado com o modelo *Concrete 01*, proposto por Kent-Scott-Park em Kent and Park [24], enquanto o aço foi simulado através do modelo *Steel 02* proposto por Menegotto & Pinto [25]. Os parâmetros adotados neste modelos são apresentados nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1Parâmetros para modelar o betão Concrete 01 no
software OpenSees

	Betão não confinado		Betão confinado	
Tensão de compressão (MPa)	fpc	48	fpc_c	62,4
Extensão na resistência máxima	epsc0	0,0035	epsc0_c	0,005
Tensão de compressão residual (MPa)	fpcu	9,6	fpcu_c	50,7
Extensão última	epsU	0,018	epsU_c	0,025

 Tabela 2
 Parâmetros para modelar o aço Steel 02 no software OpenSees

Tensão de cedência (MPa)	Fy	550
Módulo de elasticidade (MPa)	E _s	200 × 10 ³
"Strain-hardening ratio"	b _s	0,01
	R _o	18
Parâmetros para controlo da transição entre regime elástico e inelástico	cR1	0,925
-	cR2	0,15

Como descrito na secção anterior, as ligações viga-pilar foram modeladas à imagem do modelo apresentado por Sousa *et al.*[12]. Os parâmetros da ligação considerados para a componente de atrito (*velNormalFrcDep*) e da placa de neoprene, incorporados no elemento *flatSliderBearing*, são indicados na Tabela 3.

Tabela 3Parâmetros considerados na definição do elemento
flatSliderBearing

Placas de Neoprene				
Módulo de corte [MPa]	G	1		
Área de apoio [m²]	A _{Pad}	0,08		
Espessura [m]	t	0,02		
Rigidez de corte	К	GA _{Pad} /t		
Atrito				
	aSlow	0,445/(A _{pad} ^{-0,163})		
	nSlow	0,837		
Parâmetros que definem a lei que estabelece a relação entre carga axial, velocidade e coeficiente de atrito	aFast	aSlow		
	nFast	nSlow		
	alpha0	0		
	alpha1	0		
	alpha2	0		
	maxMuFat	0,49/µ		

Por sua vez, a contribuição dos ferrolhos foi modelada assumindo uma relação força-deslocamento trilinear através do material *Hysteretic*. Este material genérico é definido por seis pares forçadeslocamento, juntamente com cinco parâmetros que permitem ajustar a resistência em função do número e amplitude dos ciclos de carga imposta. Estes parâmetros foram determinados através das expressões e parâmetros propostos por Sousa *et al.* [12] e encontramse resumidos na Tabela 4.

Tabela 4Parâmetros considerados na modelação dos ferrolhos
através do elemento Hysteretic

Propriedades dos ferrolhos				
Módulo de elasticidade ferrolho (MPa)	E _{s,dowel}	200 000		
Tensão de cedência (MPa)	F _{Y,dowel}	550		
Tensão última (MPa)	F _{U,dowel}	660		
Tensão de compressão do betão (MPa)	F _c	48		
Ligação das vigas alinhadas seg	gundo a direção X			
Número de ferrolhos		2		
Diâmetro dos ferrolhos (mm)	d _p	24		
Parâmetro do modelo proposto por Fischinger <i>et al.</i> [17]	β_{P}	0,025		
Rotação máxima dos ferrolhos	rot _{max,P}	0,4		
Recobrimento segundo X (mm)	dd _{P,X}	150		
Recobrimento segundo Y (mm)	dd _{P,Y}	140		
Ligação das vigas alinhadas seg	gundo a direção Y			
Número de ferrolhos		2		
Diâmetro dos ferrolhos (mm)	ds	20		
Parâmetro do modelo	β_{s}	0,030		
Rotação máxima dos ferrolhos	rot _{max,S}	0,4		
Recobrimento segundo X (mm)	dd _{s,x}	80		
Recobrimento segundo Y (mm)	dd _{s,y}	150		
Propriedades do modelo	Hysteretic			
Coeficiente de confinamento	KConf	2,4		
	$\gamma_{\rm y}$	3,5		
Parâmetros de ajuste do modelo proposto por Fischinger <i>et al.</i> [17]	γ_{Spal}	1,1		
	γ_{u}	6		
	pinchX	0,5		
Darâmatros que definam as lais da	pinchY	0,5		
Parametros que definem as leis de degradação, descarga e recarga do	damage1	0		
modelo trilinear	damage2	0,06		
	beta	0,01		

3.3 Definição da ação sísmica

Para realizar as análises dinâmicas foram selecionados 20 acelerogramas relativos a eventos sísmicos reais [26]. Destes registos, 10 são do Tipo 1 e 10 do Tipo 2, e a média das acelerações espectrais segue aproximadamente o espectro de resposta proposto no Eurocódigo 8 para a região de Lisboa e tipo de solo A (Figura 7). Para realizar a IDA, cada um destes registos foi escalado em 10 intensidades com incrementos de intensidade de 0,1 g medidos em termos de PGA, considerando um limite inferior de 0,1 g e um limite superior de 1 g. Os sismos Tipo 1 e Tipo 2 foram escalados de igual forma.



Figura 7 Espectro de resposta elástico das acelerações do solo utilizadas

3.4 Parâmetros analisados

Para avaliar o desempenho sísmico da estrutura, foi realizado um estudo paramétrico focado na resposta das ligações viga-pilar, nomeadamente na importância relativa da contribuição dos ferrolhos, neoprene e atrito. Cada variante do modelo foi nomeada de acordo com as propriedades listadas na Tabela 5. Como modelo original (na tabela referido como modelo tipo) foi considerado o modelo DFNC. Todos os outros modelos considerados foram construídos a partir desse.

6

MIN T1

Modelo	Altura	Número/Diâmetro ferrolhos [mm]		Atrito	Espessura
Hodero F	[m]	X Dir.	Y Dir.	Anto	[mm]
PC	12		Ligação	rotulada	
DFNC (modelo tipo)	12	2 Ø24	2 Ø20	sim	20
DC	12	2 Ø24	2 Ø20	NC	NC
FNC	12	NC	NC	sim	20
DFNC6	6	2 Ø24	2 Ø20	sim	20

Tabela 5 Lista de propriedades consideradas nos diferentes modelos

NC Não considerado

Análise dos resultados 4

Nas secções seguintes, os resultados são apresentados em termos de deformações máximas ao nível dos pilares, bem como em termos de coeficiente sísmico global. Para cada um destes parâmetros de resposta, é indicada a resposta para cada registo sísmico (cor preta) bem como a envolvente máxima e mínima, e a curva média, a azul, vermelho e verde, respetivamente.

4.1 Comparação 2D da resposta estrutural para diferentes espectros de resposta

A seguinte abordagem consiste numa primeira análise que tem como objetivo a comparação da resposta estrutural do modelo 2D face a diferentes espectros de resposta. Os espectros de resposta considerados na análise foram espectros de sismos tipo 1 e tipo 2, nomeadamente sismos afastados e próximos, respetivamente, segundo a classificação preconizada no Eurocódigo 8.

Uma primeira análise dos resultados, que podem ser consultados na Figura 8, indica que para iguais níveis de acelerações máximas ao nível da base (PGA¹), a deformação relativa dos pilares e as forças desenvolvidas ao nível da base são maiores guando a estrutura é submetida a registos sísmicos característicos de um espectro de resposta do tipo 1. Este efeito está essencialmente relacionado com o facto de, para períodos de vibração próximos do período de vibração fundamental da estrutura (T = 2,27s), as ordenadas espectrais dos sismos do tipo 1 serem superiores àquelas observadas para os sinais do tipo 2 (Figura 7). Por esta razão, os resultados apresentados nas secções seguintes referem-se apenas à resposta medida para os registos sísmicos do tipo 1. De referir que o mesmo se aplica para o modelo com pilares de 6 metros de altura (DFNC6), tendo um período de vibração fundamental de 0,79 segundos.







4.2 Avaliação da consideração de um modelo simplificado com ligação rotulada

Quando se compara o modelo com todas as componentes da ligação (DFNC) com o modelo com ligações rotuladas (PC) verifica-se que a resposta estrutural não é muito divergente. Na Figura 9 estão representadas as deformações relativas dos pilares e os coeficientes sísmicos para os modelos DFNC e PC, segundo a direção X. A baixa diferença observada ao nível das forças e das deformações revela que as ligações se encontram devidamente dimensionadas uma vez que garantem uma resistência e rigidez capazes de suportar ações sísmicas elevadas com um baixo nível de deformações.



Figura 9 Resposta dos modelos com ligação DFNC e com ligação rotulada segundo a direção X

4.3 Avaliação da contribuição da componente de atrito

Na presente secção, o modelo com todas as componentes (DFNC) é comparado com o modelo apenas com ferrolhos (DC). Os resultados apresentados na Figura 10 demostram que não existem diferenças entre os dois modelos.

Apesar de estudos anteriores apontarem para uma contribuição da componente do atrito de cerca de 25% da resistência global

da ligação [12], tais valores não são observados, dada a elevada flexibilidade horizontal dos pilares, comparativamente à rigidez assegurada pelos ferrolhos. Como tal, neste caso, a resposta sísmica do edifício é controlada pela flexibilidade dos pilares.



Figura 10 Resposta dos modelos com ligações DC e DFNC segundo a direção X

4.4 Avaliação da contribuição dos ferrolhos

Nesta seção é apresentada a análise comparativa das ligações com e sem ferrolhos (DFNC e FNC, respetivamente). Os resultados apresentados na Figura 11 demonstram a importância destes elementos no comportamento sísmico da estrutura. Para o mesmo nível de PGA, os pilares nos modelos sem ferrolhos apresentam deformações relativas significativamente inferiores àquelas desenvolvidas no modelo com ferrolhos. Como ilustrado na Figura 12, no modelo sem ferrolhos, as deformações concentram-se essencialmente ao nível das ligações. Estes resultados estão em linha com os danos observados em eventos sísmicos anteriores. Nestes casos, a resistência horizontal ao nível da ligação é garantida essencialmente por atrito e, portanto, a sua capacidade de resistir a cargas horizontais é severamente comprometida.



Figura 11 Resposta dos modelos com ligações DFNC e FNC segundo a direção X



Figura 12 Deformação nas ligações viga-pilar nos modelos DFNC e FNC para registos sísmicos Tipo 1

4.5 Importância da altura dos pilares

A altura dos pilares dos edifícios prefabricados pode variar significativamente, variando geralmente entre 6 e 12 m. Para avaliar este efeito, a altura dos pilares foi reduzida de 12 m, no edifício de referência (DFNC), para 6 m no modelo alternativo (DFNC6). O primeiro resultado relevante dessa comparação diz respeito à modificação nas propriedades dinâmicas dos edifícios. Como era esperado e como a Tabela 6 mostra, as frequências naturais da estrutura com 6 m de altura são quase três vezes superiores às da estrutura com 12 m de altura.

Tabela 6Comparação das frequências de vibração nos modelosDFNC com 6 e 12 m de altura para a direção X

	Altura (m)			
	6	6 m		2 m
Modelo	Frequêr	Frequência (Hz)		ncia (Hz)
DFNC -	f ₁	1,26	f ₁	0,44
	f ₂	1,85	f ₂	0,65

Adicionalmente, a diminuição da altura dos pilares conduz a uma redução da deformação horizontal dos pilares e a um aumento do coeficiente sísmico, como ilustrado na Figura 13.

Drift (%) MAX DFNC6 0,40 Coefficient MIN DFNC6 AVR DENCS 0.35 5 EQ DENC8 EQ DFNC MAX DENC Seismic 0.30 MIN DFNC AVR DFNC 4 0,25 3 0,20 0,15 2 0,10 1 0,05 0,00 0 0.0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 0,0 0,1 PGA (g) a) Deformação máxima – direção X MAX DFNC6 Drift (%) 0,40 Seismic Coefficient MIN DENC6 AVR DFNC6 EQ DFNC6 0,35 5 EQ DFNC MAX DENC 0,30 MIN DFNC AVR DFNC 4 0,25 3 0,20 0,15 2 0,10 1 0,05 0 0,00 0.0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 0,0 0,1 PGA (g) c) Deformação máxima - direção Y

Figura 13 Modelo DFNC6 e DFNC segundo as direções X e Y

No que diz respeito ao comportamento da ligação, é interessante notar que as deformações aumentam substancialmente no modelo DFNC6. Esse efeito destaca a necessidade de ajustar as propriedades da ligação em função da resistência dos pilares. Com a redução na altura dos pilares (e mantendo as propriedades da ligação inalteradas), as forças de corte nos pilares aumentam, levando a um aumento das forças horizontais na ligação e, consequentemente, a um aumento das deformações, quando comparado com os modelos com 12 m, sendo estas deformações no entanto muito reduzidas, como se pode verificar na Figura 14. Por outras palavras, para exibir um comportamento sísmico adequado, a ligação deve apresentar uma resistência pelo menos igual à resistência horizontal dos pilares que a suportam.



d) Coeficiente sísmico – direção Y



Figura 14 Deformação da ligação: DFNC6 e DFNC segundo as direções X e Y

5 Comentários finais

Este artigo apresenta um estudo paramétrico realizado com o objetivo de avaliar a importância dos diferentes mecanismos envolvidos na resposta sísmica das ligações viga-pilar em edifícios industriais prefabricados em betão armado. Para tal, foram realizadas análises dinâmicas não lineares considerando um modelo numérico 3D, representativo dos edifícios industriais comuns desta tipologia. Por esta razão, acredita-se que a discussão dos resultados obtidos neste estudo não seja necessariamente limitada ao estudo de caso considerado e que seja possível extrair conclusões válidas para a generalidade dessa tipologia de edifícios.

Os edifícios prefabricados em betão armado são geralmente estruturas flexíveis quando comparados com edifícios de betão armado convencionais. Por esse motivo, esses edifícios têm tendência a ser mais sensíveis ao movimento do solo a longas distâncias epicentrais, que tendem a apresentar maiores acelerações espectrais para períodos de vibração mais longos (geralmente designados como ação sísmica Tipo 1, de acordo com EC8).

Foi observado ainda que edifícios com menor altura têm uma propensão para apresentar uma resposta sísmica de maior amplitude comparando com os que apresentam uma altura superior, em resultado de uma diminuição do período natural de vibração, e consequente aproximação ao conteúdo de frequência dos registos sísmicos.

Relativamente à resposta das ligações viga-pilar, os resultados demostram a importância destes elementos no comportamento sísmico global da estrutura. Na presença de edifícios com ligações com ferrolhos dimensionados adequadamente, são esperadas pequenas deformações ao nível das ligações e, portanto, a resposta das estruturas tende a ser controlada pelas propriedades dos elementos verticais. Nestes casos, a modelação da ligação viga-pilar através de uma ligação rotulada, apresenta-se como uma abordagem numérica simplificada e com um nível de precisão que se pode considerar aceitável face aos resultados verificados.

Por outro lado, na ausência de ferrolhos, ou nos casos em que estes não são dimensionados adequadamente, espera-se que ocorra uma concentração de dano ao nível da ligação, enquanto os pilares permanecem essencialmente indeformáveis, o que vai de encontro aos danos registados em observações de campo após sismos recentes.

Para casos intermédios, ou seja, ligações viga-pilar em que os ferrolhos não foram dimensionados adequadamente é recomendada a consideração explícita das propriedades da ligação, por forma a estimar a real capacidade da ligação, especialmente em termos de capacidade de deformação, de forma a evitar danos locais ou até o colapso das vigas.

Por fim, e não menos importante, das análises apresentadas pôdese concluir que a consideração do neoprene e da componente de atrito não apresentam um contributo significativo nos resultados dos modelos apresentados. Importante referir que para estruturas onde a ligação é mais solicitada, a consideração destes componentes é relevante, devendo por isso utilizar-se macromodelos, como o apresentado no presente artigo, para a representação da ligação.

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 agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/139723/2018 e o terceiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/148582/2019.

Referências

- [1] Romão, X.; Costa, A.A.; Paupério, E.; Rodrigues, H.; Vicente, R.; Varum, H.; Costa, A. – "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.
- [2] Liberatore, L.; Sorrentino, L.; Liberatore, D.; Decanini, L. "Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes", *Eng. Fail. Anal.*, vol. 34, pp. 629-647, 2013.
- [3] Bournas, D.; Negro, P.; Taucer, F.F. "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.
- [4] Minghini, F.; Ongaretto, E.; Ligabue, V.; Savoia, M.; Tullini, N. "Observational failure analysis of precast buildings after the 2012 Emilia earthquakes", *Earthq. Struct.*, vol. 11, no. 2, pp. 327-346, 2016.
- [5] Casotto, C.; . Silva, V.; Crowley, H.; Nascimbene, R.; Pinho, R. "Seismic fragility of Italian RC precast industrial structures", *Eng. Struct.*, vol. 94, pp. 122–136, 2015.
- [6] Clementi, F.; Scalbi, A.; Lenci, S. "Seismic performance of precast reinforced concrete buildings with dowel pin connections", J. Build. Eng., vol. 7, pp. 224-238, 2016.
- [7] Beilic, D.; Casotto, C.; Nascimbene, R.; Cicola, D.; Rodrigues, D. "Seismic fragility curves of single storey RC precast structures by comparing different Italian codes", *Earthquakes Struct.*, vol. 12, no. 3, pp. 359-374, Jan. 2017.
- [8] Magliulo, G.; Fabbrocino, G.; Manfredi, G. "Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic nonlinear analyses", *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 9, pp. 2580-2588, 2008.
- [9] Elsanadedy, H.M.; Almusallam, T.H.; Al-salloum, Y.A.; Abbas, H. "Investigation of precast RC beam-column assemblies under columnloss scenario", *Constr. Build. Mater.*, vol. 142, pp. 552-571, 2017.
- [10] Feng, D.; Wu, G.; Lu, Y. "Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading", *Eng. Struct.*, vol. 174, no. May, pp. 49-66, 2018.
- [11] Kataoka, M; Ferreira, M.; Debs, A. "Nonlinear FE analysis of slabbeam-column connection in precast concrete structures", *Eng. Struct.*, vol. 143, pp. 306-315, 2017.
- [12] Sousa, R.; Batalha, N.; Rodrigues, H. "Numerical simulation of beamto-column connections in precast reinforced concrete buildings using fibre-based frame models", *Eng. Struct.*, 2019.
- [13] Bournas, D.A.; Negro, P.; Molina, F.J. "Pseudodynamic tests on a fullscale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms", *Eng. Struct.*, vol. 57, pp. 609-627, 2013.
- [14] Psycharis, I.N.; Mouzakis, H.P. "Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading", *Eng. Struct.*, vol. 41, pp. 413-427, 2012.
- [15] Toniolo, G. "European research on seismic behaviour of precast structures", in 2012 NZSEE Conference, 2012.
- [16] Magliulo, G.; Ercolino, M.; Cimmino, M.; Capozzi, V.; Manfredi, G. – "FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions", *Constr. Build. Mater.*, vol. 69, pp. 271-284, 2014.

- [17] Fischinger, M.; Zoubek, B.; Isakovic, T. "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.
- [18] Vintzeleou, E.N.; Tassios, T.P. "Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions", *Magazine of Concrete Research*, 1986.
- [19] Magliulo, G.; Capozzi, V.; Fabbrocino, G.; Manfredi, G. "Neoprene – concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings", *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 2, pp. 532-538, 2011.
- [20] PCI-Precast/Prestressed Concrete Institute PCI design handbook. Precast and Prestressed Concrete, 3rd ed. Raths, Raths & Johnson Inc., 1985.
- [21] Demartino, C.; Vanzi, I.; Monti, G. "Precast industrial buildings in Southern Europe : loss of support at frictional beam-to-column connections under seismic actions", *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 16, no. 1, pp. 259-294, 2017.
- [22] "OpenSees" [Online] Available: http://opensees.berkeley.edu/%0A%0A. [Accessed: 20-Sep-2001].
- [23] Brunesi, E.; Nascimbene, R.; Bolognini, D.; Bellotti, D. "Experimental investigation of the cyclic response of reinforced precast concrete framed structures," *PCI J.*, no. April, 2015.
- [24] Kent, D.C.; Park, R. "Flexural members with confined concrete," J. Struct. Div., vol. 97, no. 7, pp. 1969-1990, 1971.
- [25] Menegotto, M.; Pinto, P.E. "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," in *IABSE symposium of resistance and ultimate deformability* of structures acted on by well-defined repeated loads, vol. 13, International Association of Bridge and Structural Engineering, 1973, pp. 5-22.
- [26] Araújo, M.; Macedo, L.; Marques, M.; Castro, J.M. "Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, pp. 129-148, 2016.