

REFORÇO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS DE BETÃO ARMADO

NÁDIA BATALHA
Estudante de Doutoramento
CONSTRUCT-FEUP

HUGO RODRIGUES
Professor Associado
Universidade de Aveiro

ANTÓNIO ARÊDE
Professor Associado c
CONSTRUCT- FEUP

ANDRÉ FURTADO
Professor Auxiliar
Instituto Superior Técnico

ROMAIN SOUSA
Investigador
Universidade de Aveiro

HUMBERTO VARUM
Professor Catedrático
CONSTRUCT- FEUP

SUMÁRIO

Os edifícios pré-fabricados em betão armado são bastante comuns tanto no parque industrial português como em toda a Europa. As ligações viga-pilar são um elemento-chave nesta tipologia de edifícios. No entanto também são a fonte de vários danos, danos esses relatados após recentes sismos. Para melhor compreender o comportamento da ligação, foi realizado uma campanha experimental a fim de caracterizar as configurações de ligação mais utilizadas. No trabalho aqui apresentado é avaliado o comportamento de uma solução de reforço aplicada numa ligação de atrito e é feita a comparação com a solução original. Os resultados dos ensaios experimentais mostraram um bom desempenho da solução de reforço proposta, ressaltando a importância desta solução nas ligações de atrito. Os resultados experimentais validam a eficácia da ligação de reforço proposta no aumento da deformação e da capacidade de resistência das ligações viga-pilar em estruturas pré-fabricadas em betão armado.

ABSTRACT

Precast RC buildings are quite common both in the Portuguese industrial park and throughout Europe. Beam-to-column connections are a key element in this building typology. However, they are also the source of various damages, reported after recent earthquakes. To better understand the behaviour of the connection, an extensive experimental work was carried out in order to characterize the most used connection configurations. In the work presented here, the behavior of a retrofit solution applied to a friction connection is evaluated and compared with the original solution. The results of the experimental tests showed a good performance of the proposed retrofit solution, highlighting the importance of this solution in friction connections. The experimental results validate the effectiveness of the proposed retrofit connection in increasing the deformation and resistance capacity of beam-to-column connections in precast RC.

PALAVRAS-CHAVE:

Solução de reforço, ligação viga-pilar, resposta cíclica, edifícios pré-fabricados, edifícios industriais.

1. INTRODUÇÃO

Os edifícios industriais pré-fabricados em betão armado (PFBA) são uma tipologia frequente no parque industrial europeu. A recente atividade sísmica expôs a vulnerabilidade desta tipologia a nível estrutural e não estrutural. Ao nível estrutural, destacam-se os danos observados nas ligações entre vigas e pilares. As ligações são normalmente asseguradas por atrito ou por atrito e um conector mecânico (ferrolho). As ligações que apresentam maior risco sísmico são as de atrito e aquelas que apresentam baixo detalhe sísmico na região que envolve os ferrolhos [1], [2].

Após recentes sismos, vários trabalhos experimentais importantes surgiram para mitigar esta problemática [3]–[8], nomeadamente na importância do diâmetro e do nível do confinamento (espaçamento dos estribos) à volta dos ferrolhos, responsável pelo desenvolvimento de diferentes tipos de roturas. Psycharis & Mouzakis [4] desenvolveram um estudo focado no efeito de vários parâmetros de projeto na resistência de ligações viga-pilar sob carregamento monotónico e cíclico. Este trabalho comprovou a importância do diâmetro dos ferrolhos, como principal parâmetro que influencia a capacidade da ligação. Além disso, a espessura do betão de recobrimento dos ferrolhos na direção do carregamento é apontada como um parâmetro importante na resposta da ligação. Também Magliulo *et al.* [2] investigaram o comportamento de ligações viga-pilar. Os autores consideraram que a falha da ligação viga-pilar deve-se essencialmente: *i*) à superação da resistência de atrito quando não são utilizados conectores mecânicos (ferrolhos), no caso de ligações de atrito; e *ii*) ao deficiente detalhe sísmico na zona de ligação devido a uma baixa percentagem de armadura transversal nas extremidades dos elementos de betão armado. Estes problemas são apontados como resultado do desconhecimento da resposta sísmica das estruturas, bem como dos requisitos de projeto. Após a revisão da literatura e considerando as propriedades específicas do parque industrial [9]–[12], percebeu-se que havia uma lacuna no estudo das ligações sem nenhum dispositivo mecânico (ferrolho), denominadas ligações de atrito. Foi então planeada e realizada uma campanha experimental para estudar as ligações viga-pilar de atrito submetidas a carregamentos cíclicos de corte puro. Os resultados apontaram para uma baixa capacidade de resistência lateral (inferior a 50 %) quando comparados com os provetes com ferrolhos [13]. Tendo em conta os resultados obtidos, foi projetado e testado um sistema de reforço a aplicar numa ligação de atrito (ligação que mostrou resultados mais insatisfatórios). Os resultados da ligação reforçada mostrou a importância que um sistema de reforço pode ter numa ligação de atrito, onde se obteve uma resistência lateral superior à obtida para ligações com ferrolhos na direção mais vulnerável e um controlo dos deslocamentos impostos nessa mesma direção.

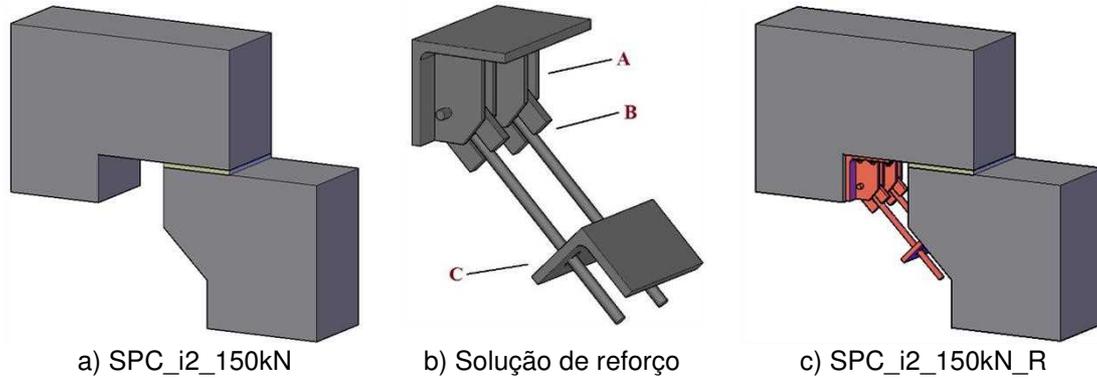
2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1. Objetivos e detalhe dos provetes

O estudo experimental aqui apresentado faz parte de uma campanha mais abrangente, e cujo objetivo principal é estudar a resposta de um sistema de reforço aplicado numa ligação típica de um edifício PFBA e fazer a respetiva comparação com a solução original. Duas ligações estão aqui em estudo: *i*) uma ligação apenas considerando o atrito entre viga e pilar com duas camadas de neoprene entre as faces de betão, sem nenhum conector mecânico; e *ii*) uma ligação de atrito com a solução de reforço aplicada. A solução de reforço foi concebida com base em quatro objetivos principais: *i*) configuração simples levando a um baixo custo de produção; *ii*) fácil aplicação na estrutura; *iii*) evitar grandes interrupções para não prejudicar a atividade laboral; e *iv*) introduzir um comportamento semelhante à ligação de ferrolhos no sentido mais vulnerável (direção de perda do suporte viga-pilar), comportamento esse apresentado em [13]. A solução de reforço proposta é apresentada na Fig. 1b) e consiste em quatro elementos de aço S275 unidos entre si: 2 cantoneiras de 150x150x18 mm (uma ligada

à parte inferior da viga – peça 'A' – e outra conectada ao cachorro do pilar – peça 'C'), dois varões roscados de 310 mm de comprimento com 16 mm de diâmetro e uma placa soldada às barras que faz a ligação à parte superior – peça 'B'.

Na Fig. 1 estão representados os esquemas dos provetes em estudo: o provete original com a ligação de atrito – Fig. 1a) –, e o respetivo provete reforçado – Fig. 1 c). Na Fig. 3 é apresentado o provete com as principais dimensões dos provetes.



A Tabela 1 resume as propriedades de cada provete, nomeadamente o parâmetro em estudo, o nome do provete, as placas de neoprene, a carga axial aplicada e a solução de reforço.

Tabela 1. Propriedades dos provetes

ID	Diâmetro ferrolho	Placas de neoprene	Carga axial [kN]	Solução de reforço
SPC_i2_150kN	-	2×10 mm	150	-
SPC_i2_150kN_R	-	2×10 mm	150	Sim

2.2. Setup e protocolo de ensaio

O *setup* de ensaio foi definido com o objetivo de fixar o pilar, a viga e os atuadores hidráulicos utilizados para realizar os ensaios experimentais, através de um pórtico de reação. A Fig. 2 mostra o *setup* experimental adotado.

Foram utilizados dois atuadores hidráulicos: um vertical para aplicar a carga axial com capacidade máxima de 200 kN com um curso de +/-100 mm, e outro atuador posicionado horizontalmente para aplicar a carga lateral com capacidade máxima de 200 kN com +/-150 mm de curso. O atuador foi posicionado com o intuito de ficar centrado horizontalmente com a ligação, assim como o atuador vertical, que foi colocado a meio do suporte (15 cm da extremidade da viga). O pilar foi fixado ao pórtico de reação através de um sistema secundário a fim de simular um pilar encastrado na base.

Através do atuador horizontal foi aplicado o carregamento cíclico controlado por deslocamento a uma velocidade constante de 0.2 mm/s. A história de deslocamento foi definida a fim de capturar a degradação da rigidez e resistência, através da repetição dos ciclos. Cada nível de deslocamento foi repetido três vezes: de 0 a 5 mm com diferença de 1 mm e de 5 a 45 mm com 5 mm de diferença entre ciclos incrementais.

A carga axial considerada no ensaio experimental foi de 150 kN ao nível da ligação, representando o peso próprio da viga e o peso próprio adicional referente à cobertura e acabamentos. A carga axial foi aplicada no início do ensaio, antes da carga horizontal. O esquema de instrumentação adotado é apresentado abaixo na Fig. 3. Oito LVDT's foram colocados na parte superior e inferior frontal da viga, outros dois na parte superior e inferior do pilar. Um LVDT adicional foi colocado ao nível da fundação para controlar a elevação/rotação da fundação

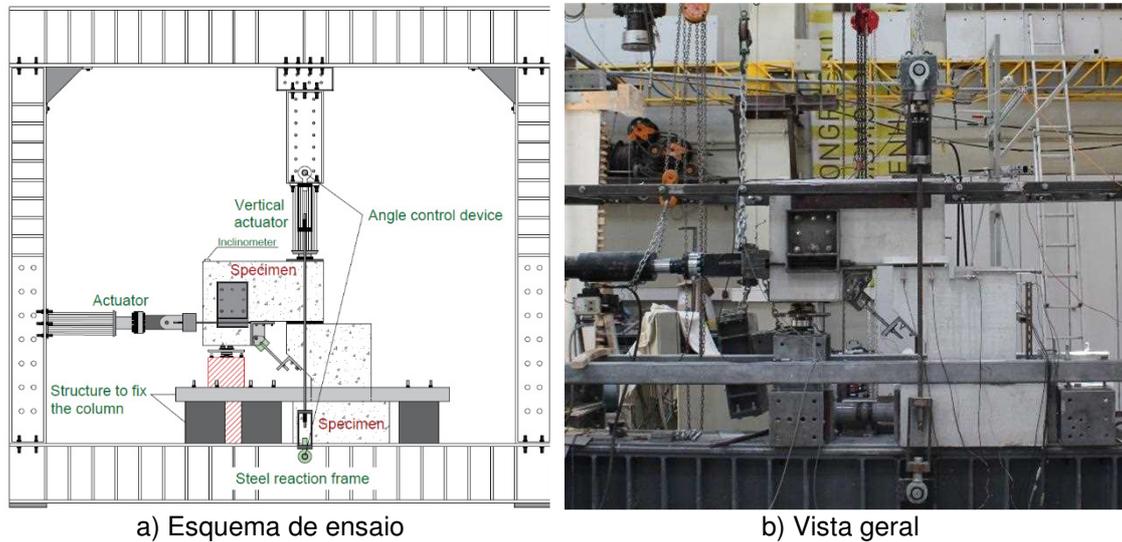


Fig. 2 – Setup de ensaio no LESE

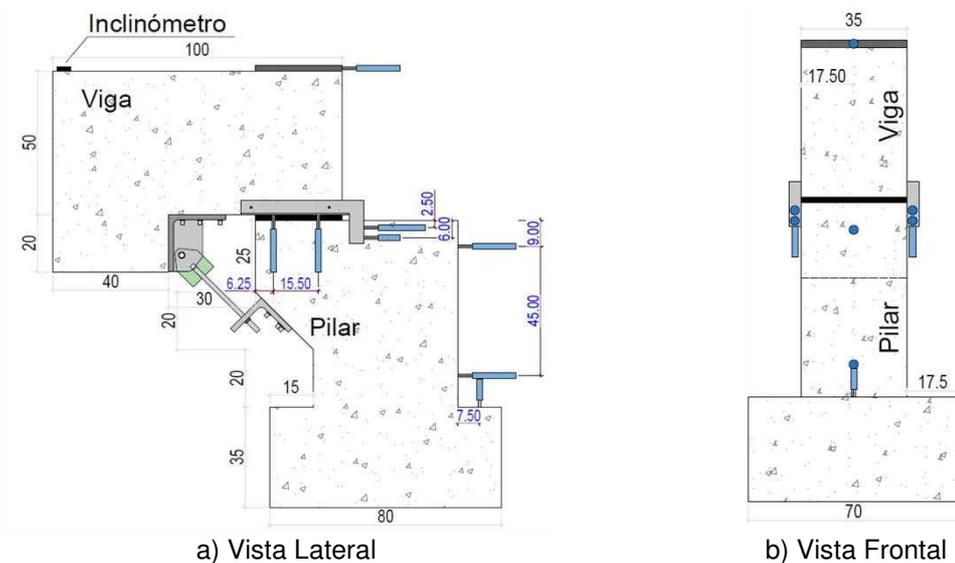


Fig. 3 – Esquema de instrumentação adotado com as dimensões gerais dos provetes (em centímetros)

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os principais resultados experimentais obtidos nesta campanha de ensaios são apresentados nesta secção, começando pela discussão das curvas histeréticas força-deslocamento dos provetes em estudo. Os danos observados em cada provete serão também apresentados e comparados entre si.

3.1. Curvas histeréticas força-deslocamento

As curvas histeréticas força-deslocamento obtidas nos provetes através dos ensaios experimentais serão analisadas. Serão apresentados dois ensaios dos provetes reforçados: SPC_i2_150 kN_R1 e SPC_i2_150 kN_R2. As curvas dos provetes SPC_i2_150 kN, SPC_i2_150 kN_R1 e SPC_i2_150 kN_R2 estão apresentadas na Fig. 4 a), b) e c), respetivamente. Um gráfico comparativo das envolventes das três curvas é apresentado na Fig. 4d).

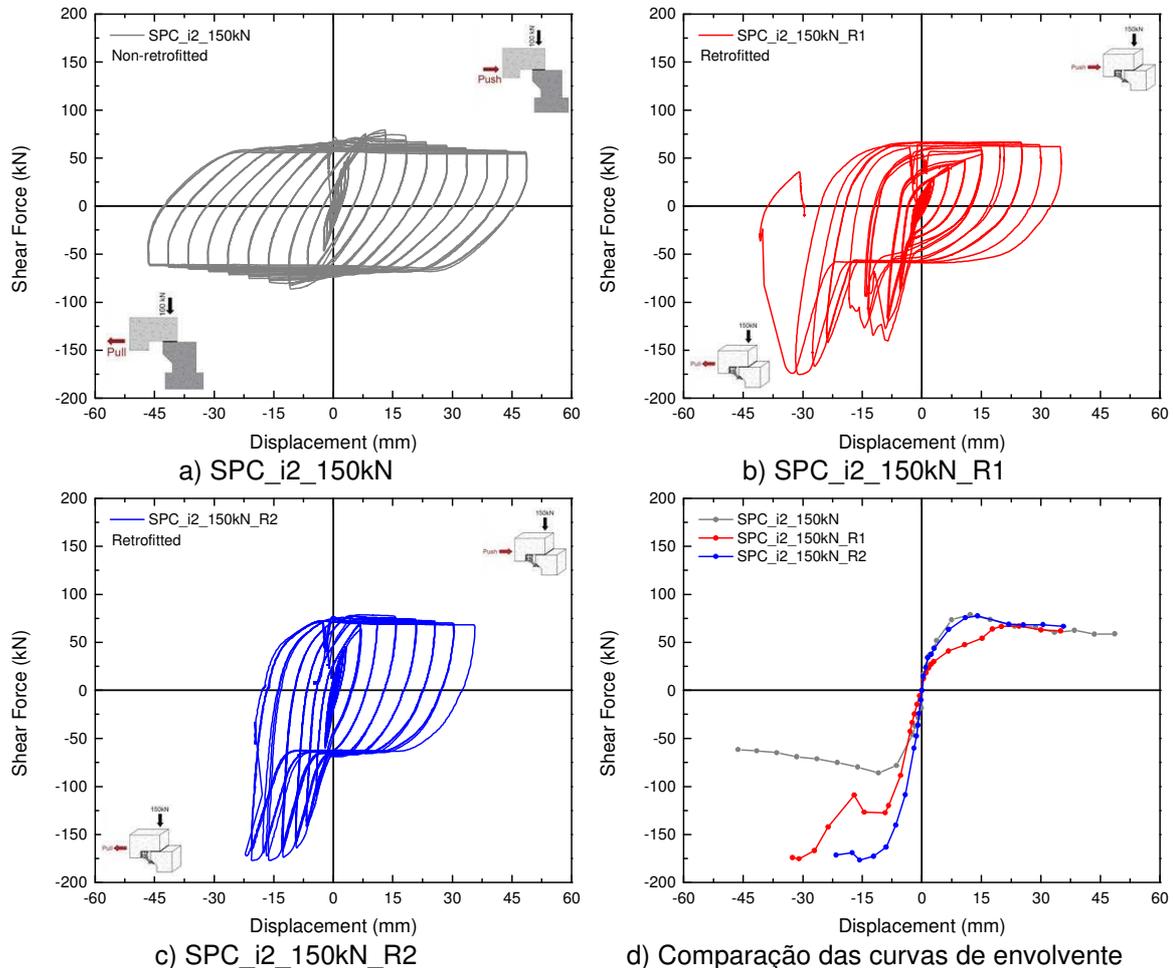


Fig. 4 – Gráficos força/deslocamento para a interface i2, e i2_R

A análise do provete que representa a ligação de atrito (SPC_i2_150kN) não será detalhada aqui pois este trabalho centra-se essencialmente na ligação correspondente reforçada. (SPC_i2_150kN_R). No entanto, uma descrição detalhada do comportamento da ligação de atrito pode ser consultada em [13].

A curva força-deslocamento do provete SPC_i2_150kN_R1 é apresentada na Fig. 4b). Antes de aprofundar a discussão dos resultados, é importante contextualizar o que ocorreu durante este ensaio. Inicialmente, o teste exibiu um comportamento regular. Porém, para deslocamentos superiores a 10 mm no sentido de tração, observou-se que as barras não estavam fixas de forma segura às cantoneiras do sistema de reforço. Consequentemente foi tomada a decisão de interromper o teste num deslocamento de 15 mm para retificar a ligação. Após esta intervenção, o ensaio foi retomado até ocorrer a rutura das armaduras. Esta explicação pode ser graficamente examinada pela forma da curva observada na direção de tração, onde é perceptível uma diminuição na resistência de corte entre os 10 mm e 20 mm. Contudo, deve ser enfatizado que, uma vez que o objetivo deste teste era avaliar a eficácia da solução de reforço proposta para

o aumento da resistência e da capacidade de dissipação de energia, pode-se concluir que este ajuste não comprometeu o objetivo geral. Analisando a curva de histerese, fica evidente que o formato é assimétrico ao invés do que foi observado no provete SPC_i2_150 kN. Esta discrepância de comportamento pode ser atribuída ao papel ativo do sistema de reforço apenas para a direção de tração. Em outras palavras, a resistência aumenta significativamente apenas quando os deslocamentos são negativos, levando à ruptura da barra. Por outro lado, na direção de compressão, a carga permanece relativamente constante em valores próximos a 65 kN.

Em relação aos principais parâmetros de resposta, a rigidez inicial na direção de compressão foi de 8.80 kN/mm, enquanto o pico de resistência atingiu os 66.80 kN para um deslocamento de 24.53 mm. Na direção de tração, o pico de carga registado foi de -175.39 kN para um deslocamento correspondente de 30.93 mm, que coincidiu com a ocorrência da ruptura da barra.

A curva força-deslocamento para a amostra SPC_i2_150kN_R2 é apresentada na Fig. 4c). Antes deste ensaio foi dada especial atenção para garantir a correta fixação das barras do sistema de reforço, visando evitar o ocorrido com o provete anterior. Mais uma vez, a assimetria é observada tanto na direção de compressão como na de tração. Na direção de compressão, semelhante ao observado no provete SPC_i2_150kN_R1, a resistência de corte permanece constante em torno de 70.6 kN. Por outro lado, na direção de tração, pode-se observar um comportamento elástico linear até um deslocamento de 13 mm. A rigidez inicial do provete foi de aproximadamente 29.82 kN/mm. A resistência máxima atingiu os 78.81 kN para o deslocamento de 6.52 mm (direção de compressão) e -177.08 kN para o deslocamento de -20.43 mm (direção de tração).

As envolventes das curvas força-deslocamento são apresentadas na Fig. 4d), onde é possível observar que a rigidez inicial dos provetes SPC_i2_150kN_R2 e SPC_i2_150kN foram 50 % e 65 % superior à SPC_i2_150kN_R1. O pico de carga na direção de compressão ocorreu em torno dos mesmos deslocamentos no caso dos provetes SPC_i2_150kN_R2 e SPC_i2_150kN (aproximadamente aos 6 mm), ao invés do observado no SPC_i2_150kN_R1 (25 mm). No que diz respeito à direção de tração, a solução de reforço foi muito eficiente, pois melhorou significativamente a capacidade resistente da ligação viga-pilar.

3.2. Danos observados

Neste subcapítulo serão apresentados os danos dos provetes com a solução de reforço aplicada. O comportamento do provete reforçado foi consistente ao longo dos testes experimentais e pode ser descrito por duas características principais. Primeiro, não foram observados danos na viga e no pilar, indicando ausência de fissuração ou esmagamento do betão. Em segundo lugar, à medida que os deslocamentos de tração aumentaram, houve um aumento progressivo na deformação das barras até que finalmente falharam. Os principais danos nos provetes reforçados são apresentados na Fig. 5. Observou-se que após a ruptura de uma das barras, a outra atingiu imediatamente a ruptura devido às concentrações de tensões causadas pelo rápido incremento devido à redistribuição de tensões. A posição da ruptura variou em ambas as barras, sendo que uma das rupturas ocorreu a uma zona próxima à cantoneira que liga à viga e a outra próxima à cantoneira que liga ao pilar. Do ponto de vista do conceito de projeto do reforço, esse comportamento está alinhado com as expectativas traçadas inicialmente. O reforço evitou efetivamente danos nos elementos de betão e, em vez disso, os danos concentraram-se exclusivamente nas barras de aço que ligam aos perfis de aço em forma de L (cantoneiras), servindo como dissipadores de energia. Em resumo, a técnica de reforço protegeu com sucesso os elementos de betão, ao mesmo tempo que permitiu que as barras de aço absorvessem e dissipassem energia, demonstrando assim o comportamento desejado conforme pretendido pelo conceito de projeto do reforço.

4. COMENTÁRIOS FINAIS

O principal objetivo desta campanha experimental foi estudar soluções de reforço para ligações viga-pilar em estruturas PFBA, habitualmente utilizadas no parque industrial português e em toda a Europa. Estas ligações têm demonstrado vulnerabilidade às ações sísmicas, provocando danos significativos nos recentes sismos. A solução de reforço proposta visa abordar esta vulnerabilidade, fornecendo uma ligação de baixo custo e fácil aplicação que aumenta a deformação e a capacidade de resistência.

Foram realizados testes cíclicos para comparar o desempenho da ligação reforçada com a configuração original, que consistia numa interface betão-neoprene. Os resultados experimentais revelaram várias descobertas importantes. Primeiramente, os provetes reforçados não apresentaram danos na viga e no pilar, indicando o sucesso da proteção dos elementos de betão armado. Em vez disso, os danos concentraram-se apenas nas barras de aço que ligam os perfis de aço em forma de L (cantoneiras), servindo como dissipadores de energia, conforme pretendido pelo conceito de projeto do reforço.

Comparando os provetes reforçados com o de referência, observou-se que a solução de reforço aumentou significativamente a rigidez e a resistência na direção de tração. As curvas de histerese exibiram assimetria devido ao papel ativo do sistema de reforço na direção de tração, resultando em cargas de corte mais altas e melhor comportamento de descarga. Em termos de degradação da rigidez, os provetes reforçados apresentaram um desempenho superior na prevenção da degradação em comparação ao provete de referência, principalmente na direção de tração.



a) Visão geral da falha das barras



b) Detalhe do suporte da barra



c) Nenhum dano encontrado na zona do cachorro



d) Detalhe da falha da barra

Fig. 5 – Danos observados nos provetes reforçados SPC_i2_150kN_R1 e SPC_i2_150kN_R2

No geral, os resultados experimentais validam a eficácia da ligação de reforço proposta no aumento da deformação e da capacidade de resistência das ligações viga-pilar em estruturas PFBA. Esta investigação contribuiu para o desenvolvimento de técnicas de

reforço económicas e eficientes para melhorar o desempenho sísmico das estruturas de edifícios PFBA, aumentando, em última análise, a sua resiliência e segurança em eventos sísmicos.

5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 – CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construção financiado por fundos FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização e por fundos nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia. Este trabalho contou ainda com o apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação de Riscos e Sustentabilidade na Construção de Aveiro (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. O primeiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia nomeadamente através da bolsa de doutoramento com a referência SFRH/BD/139723/2018.

6. REFERÊNCIAS

- [1] 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, 2015.
- [2] G. Magliulo, M. Ercolino, M. Cimmino, V. Capozzi, and G. Manfredi, “FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 69, pp. 271–284, 2014.
- [3] V. Capozzi, G. Magliulo, and G. Manfredi, “Nonlinear Mechanical Model of Seismic Behaviour of Beam-Column Pin Connections,” 2012.
- [4] I. N. Psycharis and H. P. Mouzakis, “Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading,” *Eng. Struct.*, vol. 41, pp. 413–427, 2012.
- [5] I. N. Psycharis, H. P. Mouzakis, and P. G. Carydis, *Experimental Investigation of the Seismic Behaviour of Precast Structures with Pinned Beam-to-Column Connections in Role of Seismic Testing Facilities in Performance-Based Earthquake Engineering*. 2012.
- [6] M. Fischinger, B. Zoubek, M. Kramar, and T. Isaković, “Cyclic response of dowel connections in precast structures,” *15th World Conf. Earthq. Eng.*, 2012.
- [7] B. Zoubek, T. Isakovic, Y. Fahjan, and M. Fischinger, “Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 52, pp. 179–191, 2013.
- [8] B. Zoubek, M. Fischinger, and T. Isakovic, “Estimation of the cyclic capacity of beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, 2015.
- [9] H. Rodrigues, R. Sousa, N. Batalha, H. Vitorino, H. Varum, and P. Fernandes, “Typical properties of the Portuguese precast industrial buildings,” *Adv. Civ. Eng.*, 2020.
- [10] D. Bellotti *et al.*, “Capannoni monopiano prefabbricati: distribuzione probabilistica dei sistemi e sottosistemi strutturali dagli anni sessanta ad oggi Single-storey precast buildings: probabilistic distribution of structural systems and subsystems from the sixties,” vol. 5, 2014.
- [11] S. M. Senel and A. H. Kayhan, “Fragility based damage assesment in existing precast industrial buildings: A case study for Turkey,” vol. 34, no. 1, pp. 39–60, 2010.
- [12] R. Sousa, N. Batalha, V. Silva, and H. Rodrigues, “Seismic fragility functions for Portuguese RC precast buildings,” *Bull. Earthq. Eng.* 2020, pp. 1–18, Nov. 2020.
- [13] N. Batalha, H. Rodrigues, A. Arêde, A. Furtado, R. Sousa, and H. Varum, “Cyclic behaviour of precast beam-to-column connections with low seismic detailing,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, pp. 1–19, Jan. 2022.