

UTILIZAÇÃO DE BEDRF EM LIGAÇÕES LAJE-PILAR SUJEITAS A AÇÕES HORIZONTAIS CÍCLICAS



António Ramos

Professor Associado
FCT Nova / CERIS
Caparica
ampr@fct.unl.pt



Brisid Isufi

Investigador
FCT Nova / CERIS
Caparica
b.isufi@campus.fct.unl.pt



Rui Marreiros

Professor Auxiliar
FCT Nova / CERIS
Caparica
rpm@fct.unl.pt



Carla Marchão

Professora Auxiliar
FCT Nova / CERIS
Caparica
c.marchao@fct.unl.pt

SUMÁRIO

Este artigo apresenta um trabalho experimental com o objetivo de se estudar o comportamento de ligações laje fungiforme-pilar sujeitas à ação sísmica, onde se utilizou betão de elevado desempenho reforçado com fibras (BEDRF) na zona da ligação. Esta campanha contou com quatro ensaios onde se aplicou uma ação cíclica horizontal, sob ação de uma carga gravítica constante. Os resultados obtidos mostram que a utilização de BEDRF em ligações laje-pilar sujeitas a ações sísmicas pode ser uma alternativa viável às armaduras convencionais de punçoamento. A utilização de BEDRF numa pequena área da ligação laje-pilar, com 1,5 vezes a altura útil da laje a partir da face do pilar, resultou num incremento significativo da capacidade de deformação da ligação, quando comparado com a solução inteiramente em betão convencional.

Palavras-chave: ações cíclicas; ligação laje-pilar; laje fungiforme; punçoamento; betão de elevado desempenho reforçado com fibras (BEDRF).

1. INTRODUÇÃO

As lajes fungiformes quando sujeitas a ações sísmicas apresentam frequentemente um comportamento frágil ao punçoamento. De modo a se obterem estruturas mais resistentes e com maior capacidade de deformação, várias soluções foram desenvolvidas e ensaiadas. É muito corrente a utilização de estribos ou conectores (“shear studs”) como armadura de punçoamento, soluções que já foram validadas experimentalmente [1-5]. Ambas as soluções

são eficientes, no entanto a introdução de estribos numa zona da laje onde tipicamente existe uma grande densidade de armaduras pode não ser fácil e levar a uma execução deficiente e os conectores são uma solução ainda dispendiosa, podendo levar à rejeição por parte dos donos de obra por motivos económicos. Se não tivermos em conta as opções em que se altera a geometria da estrutura, a outra opção será melhorar as características mecânicas dos materiais, nomeadamente do betão.

No passado, foram já realizados diversos estudos utilizando betão de elevada resistência (BER), como por exemplo [6-8], onde foi utilizado um betão com cerca de 70 MPa, tendo resultado numa melhoria da resposta face a ações horizontais. Num trabalho mais recente, realizado por Inácio et al. [9], foi utilizado um betão com cerca de 120 MPa numa zona localizada próxima do pilar, sendo a restante laje constituída por um betão convencional. Nestes ensaios foram alcançados deslocamentos horizontais relativos significativamente maiores do que nos ensaios de referência onde se utilizou um betão convencional em toda a laje, tendo o incremento sido de 1% para 3%. Outra solução que pode ser utilizada é a introdução de fibras no betão, resultando num aumento da resistência à tração e no controlo da fendilhação [10-11]. Existem vários estudos onde se mostra que utilização de betão reforçado com fibras (BRF) em lajes fungiformes resulta numa melhoria da sua resposta sísmica [12-15].

Após os resultados promissores obtidos com o BER e o BRF, surgiu a ideia de juntar ambos num betão de elevado desempenho reforçado com fibras (BEDRF).

2. TRABALHO EXPERIMENTAL

O trabalho experimental consistiu em ensaiar quatro lajes fungiformes sujeitas a ações horizontais cíclicas, sob o efeito simultâneo de uma carga vertical constante. Estas lajes foram construídas de uma forma híbrida, com a utilização do BEDRF apenas numa zona localizada junto ao pilar e betão convencional na restante laje.

2.1 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio utilizado foi dimensionado e construído de modo a ensaiar lajes entre seções de meio vão na direção de aplicação da ação horizontal (N-S) e entre seções de momento nulo na seção transversal (E-O). De modo a se garantirem as condições de fronteira na direção N-S, iguais deslocamentos e rotações nos bordos, foram concebidos dois sistemas auxiliares, conforme pode ser observado na Figura 1. O sistema a azul garante iguais deslocamentos, aplicando iguais forças verticais em valor absoluto, mas de sentido contrário. O sistema a verde garante iguais rotações, aplicando momentos iguais nos dois bordos. Existe ainda um terceiro sistema para aplicar as cargas verticais que está a amarelo na figura. Este terceiro sistema é um sistema que aplica a carga vertical em oito pontos e que segue o deslocamento horizontal da laje. Uma descrição mais detalhada deste sistema pode ser consultada em várias publicações [16-17].

Em resumo, este sistema de ensaio foi desenvolvido de modo a ter as condições de fronteira adequadas na direção de aplicação carga horizontal, permitindo uma redistribuição

de esforços entre momentos negativos e positivos, resultando numa alteração da posição da linha de momentos nulos ao longo do ensaio.

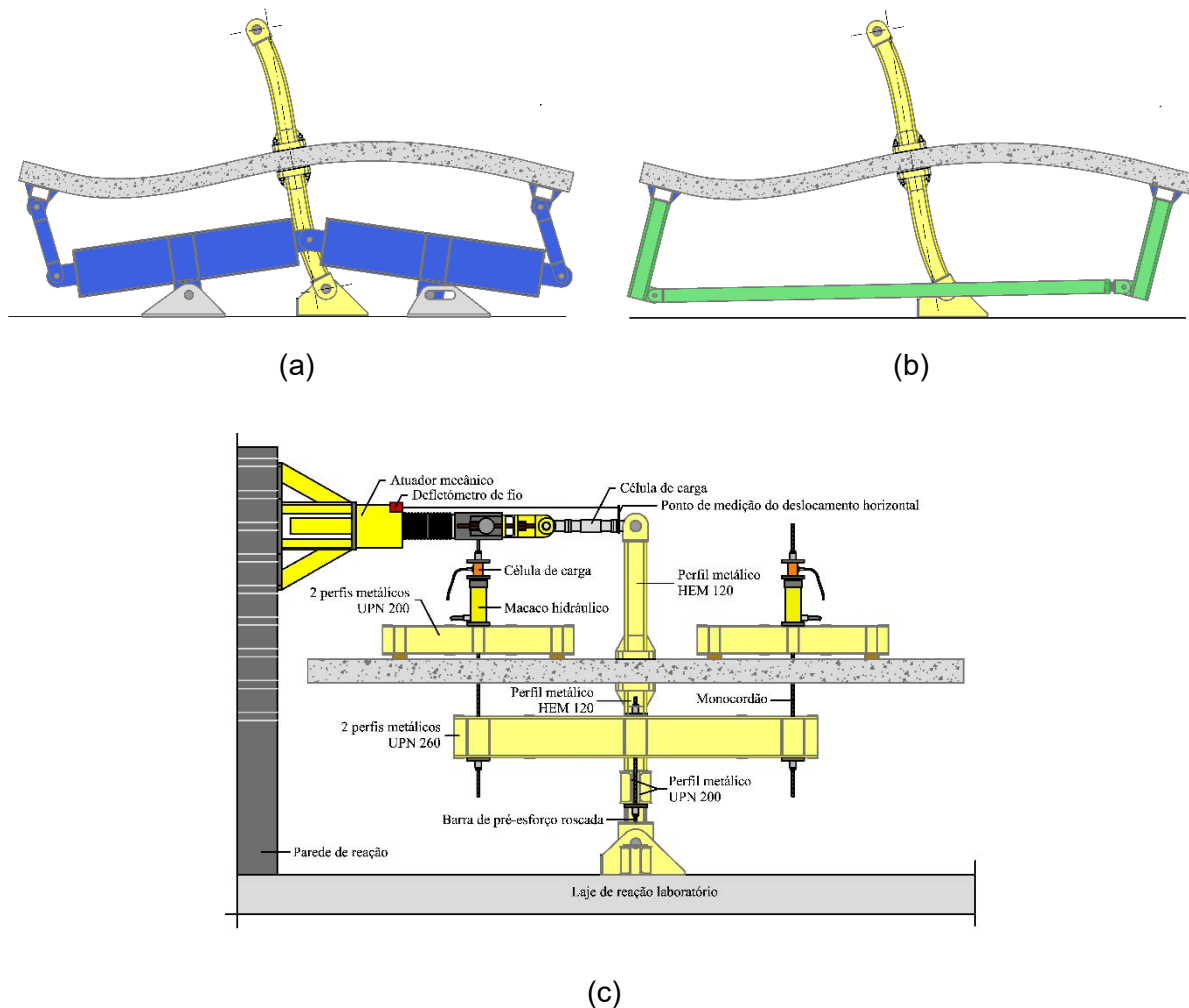


Figura 1. Sistema de ensaio a) sistema de compatibilização dos deslocamentos verticais; b) sistema de compatibilização de rotações; c) sistema de aplicação de carga vertical e horizontal

2.2 Modelos

As dimensões das lajes ensaiadas são 4150 mm x 1850 mm x 150 mm, sendo que a maior dimensão corresponde à direção de aplicação do deslocamento horizontal.

2.2.1 Modelos com BEDRF

Todas as lajes com BEDRF foram construídas com duas zonas, uma interior junto ao pilar, com BEDRF e uma exterior com betão convencional. A zona interior era quadrada, sendo que em três lajes era um quadrado com 600 mm de lado e na outra com 960 mm de lado, conforme pode ser observado na Figura 2.

Em relação à armadura longitudinal de flexão, duas lajes foram construídas com uma percentagem de armadura a que se chamou baixa (0,6%) e as outras duas com uma percentagem considerada média (1%). Esta designação foi atribuída em publicações

anteriores [18], onde se estudaram três diferentes taxas de armadura longitudinal. As pormenorizações destas armaduras encontram-se nas Figuras 3 e 4. O Quadro 1 complementa as figuras, incluindo a altura útil média das lajes, d , e a percentagem geométrica de armadura, ρ , para cada laje. A percentagem geométrica de armadura foi calculada tendo em conta a armadura localizada na largura do pilar (250 mm) mais $3d$ para cada lado do pilar, de acordo com o Eurocódigo 2 [19]. Os nomes dados aos modelos estão relacionados com o tipo de ensaio (C – ensaio cíclico), a dimensão da zona com BEDRF e a percentagem de armadura longitudinal (L – baixa ou M – média). Por exemplo, C-HP600-M corresponde a um ensaio cíclico com uma área de BEDRF quadrada com 600 mm de lado e uma percentagem geométrica de armadura média. No caso do último modelo, ainda foi acrescentado o (g), que corresponde a uma carga vertical gravítica mais elevada.

A carga vertical gravítica é um parâmetro muito importante para o comportamento deste tipo de lajes. No caso dos ensaios realizados, só foi diferente num dos modelos. A carga vertical foi mantida constante ao longo de cada ensaio e foi calculado de modo a corresponder a cerca de 53-54% da resistência ao punçoamento para três modelos e cerca de 63% para o quarto modelo. Estas percentagens encontram-se no Quadro 1, assim como a carga vertical aplicada (V_g) e a resistência ao punçoamento centrado (V_0), calculado de acordo com o Eurocódigo 2 [19] sem a consideração de coeficientes parciais de segurança e considerando as características do betão convencional de cada laje.

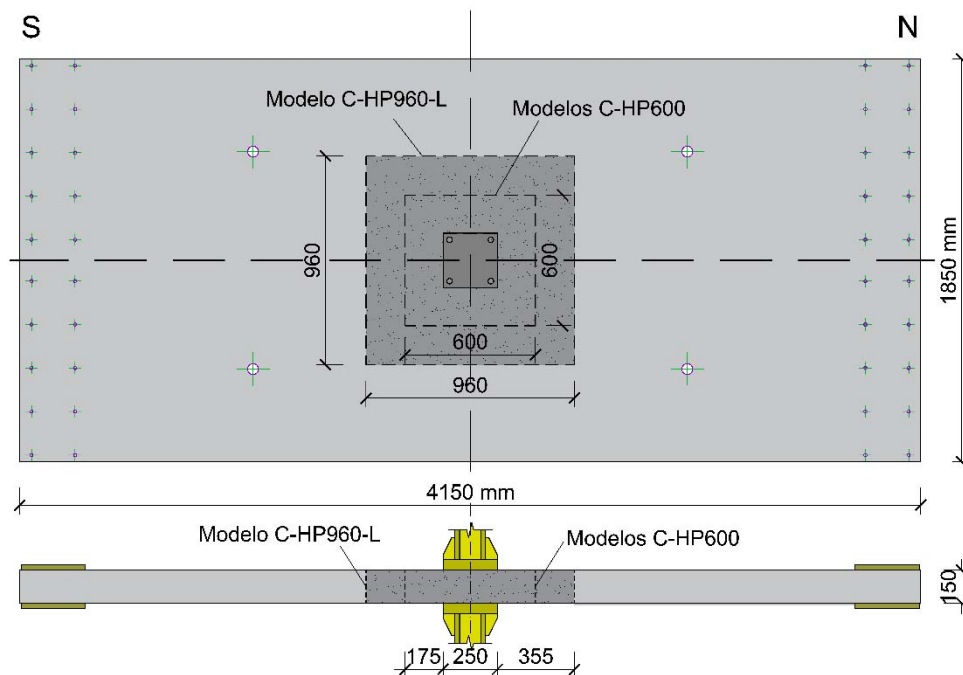


Figura 2. Geometria dos modelos

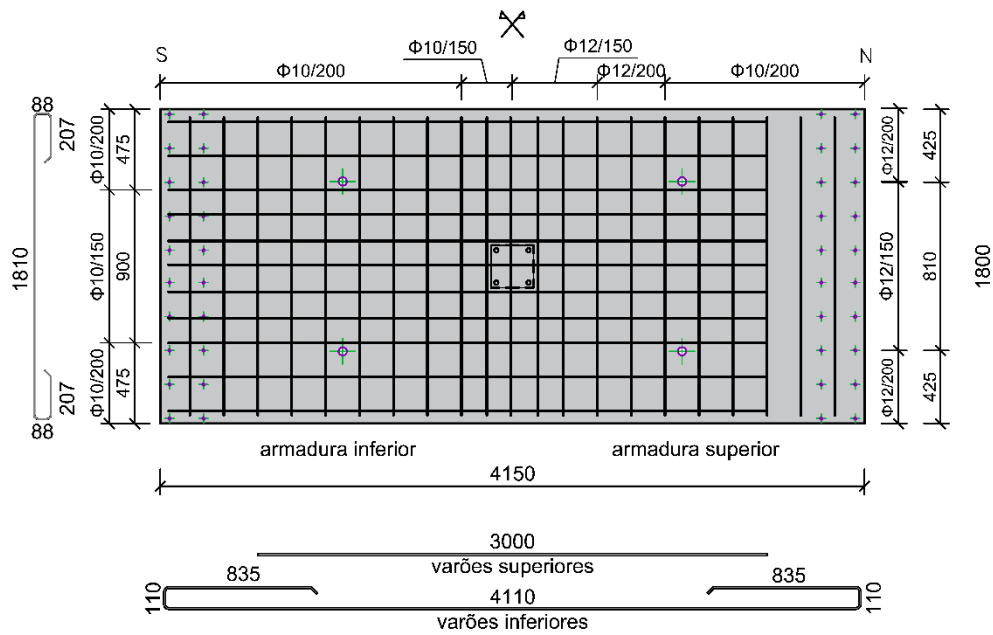


Figura 3. Pormenorização das lajes com baixa percentagem de armadura

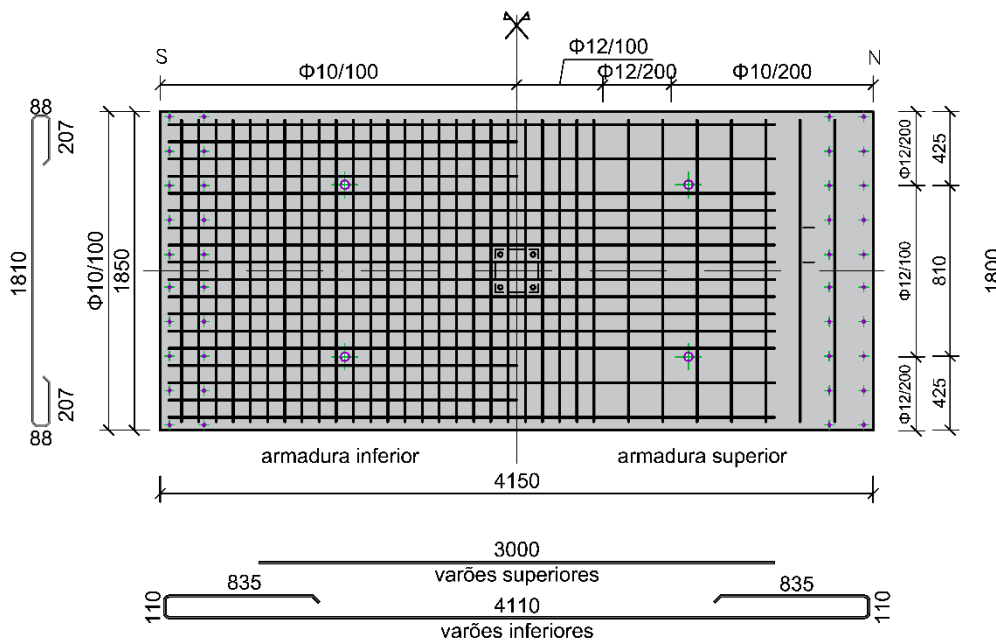


Figura 4. Pormenorização das lajes com média percentagem de armadura

Quadro 1. Principais características dos modelos

Modelo	d (mm)	ρ (%)	V_g (kN)	V_0 (kN)	V_g/V_0
C-HP600-L	117,3	0,6	182,3	337,8	54%
C-HP960-L	117,8	0,6	178,0	333,0	53%
C-HP600-M	118,0	1,0	199,9	369,6	54%
C-HP600-M(g)	117,5	1,0	225,3	359,2	63%
C-Ref-L	117,3	0,6	165,2	284,2	58%
C50	118,0	1,0	203,4	397,9	51%

2.2.2 Modelos de referência

Neste ponto serão apresentados dois modelos de referência previamente ensaiados para servirem de base de comparação com os modelos apresentadas no ponto anterior. Um dos modelos foi construído com uma percentagem de armadura longitudinal de 0,6% e a outro com uma percentagem de armadura longitudinal de 1,0%, C-Ref-L [18] e C50 [16], respetivamente. As pormenorizações das armaduras longitudinais são iguais às apresentadas acima nas Figuras 3 e 4. Ambas as lajes foram construídas com betão convencional. Características adicionais destes modelos podem ser obtidas nos Quadro 1 e Quadro 2.

2.3 Materiais

2.3.1 Betão convencional

O betão convencional utilizado nas lajes foi uma mistura corrente utilizada na fábrica de pré-fabricação Concremat, S.A., onde as mesmas foram betonadas. No Quadro 2 apresentam-se os valores da resistência à compressão do betão em cubos de 150 mm de lado, $f_{c,cubo}$, e em cilindros de 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro, f_c . Estes valores foram obtidos experimentalmente, com exceção dos respeitantes ao modelo C-HP960-L, onde não foi possível ensaiar cilindros, tendo os valores sido estimados.

Quadro 2. Propriedades do betão utilizado nas lajes

Modelo	$f_{c,cubo}$ (MPa)	f_c (MPa)	$f_{c,cubo 100, HP}$ (MPa)	$f_{c,HP}$ (MPa)
C-HP600-L	53,8	52,5	114,2	116,7
C-HP960-L	49,5	49,5	106,1	101,0
C-HP600-M	46,5	44,8	126,3	114,7
C-HP600-M(g)	39,1	41,9	129,9	120,1
C-Ref-L	40,1	31,3	-	-
C50	48,6	52,4	-	-

2.3.2 BEDRF

O BEDRF utilizado localmente na zona junto ao pilar foi desenvolvido Nunes et al. [20] e Blazy et al. [21]. No Quadro 3 encontra-se detalhada a composição do betão. O cimento utilizado foi cimento Portland do tipo CEM I 42,5R. Os agregados grossos tinham uma máxima dimensão de 8 mm. Foram utilizados dois tipos de fibras de aço, longas e curtas, numa percentagem volumétrica total de 1% em igual proporção. As fibras longas correspondem a um tipo de fibra com 60 mm de comprimento e a ancoragem otimizada (5D), tendo ainda 0,9 mm de diâmetro e uma tensão resistente à tração de 2300 MPa. As fibras curtas correspondem a fibras retas com um comprimento de 13 mm, um diâmetro de 0,2 mm e uma tensão resistente à tração de 2750 MPa.

Quadro 3. Composição do BEDFR

Material	Quantidade (kg/m ³)
Cimento	531,86
Filer calcário	203,72
Sílica de fumo	53,19
Água	147,85
Superplastificante	12,55
Agregados finos	811,82
Agregados grossos	721,43
Fibras de aço longas	39,25
Fibras de aço curtas	39,25

O comportamento à flexão deste betão foi caracterizado por Nunes et al. [20] utilizando um ensaio de flexão de três pontos, tendo sido obtido uma tensão limite de proporcionalidade igual a $f_L = 10,0$ MPa e valores de tensões residuais resistentes iguais a $f_{R1} = 15,4$ MPa, $f_{R2} = 18,0$ MPa, $f_{R3} = 16,4$ MPa and $f_{R4} = 12,9$ MPa, correspondentes respetivamente a deslocamentos de abertura da boca da fenda de 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm e 3,5 mm.

A resistência à compressão do BEDRF utilizado em cada modelo encontra-se no Quadro 2, onde $f_{c,cubo\ 100, HP}$ corresponde à resistência em cubos de 100 mm de lado e $f_{c,HP}$ à resistência em cilindros de 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro. Como referido em cima, no modelo C-HP960-L não foi possível ensaiar cilindros, tendo os valores sido estimados.

2.3.3 Armadura ordinária

A armadura longitudinal ordinária foi do tipo A500NR [19]. A partir dos certificados disponibilizados pelo fabricante, foi possível obter os valores da tensão de cedência e da tensão de rotura, correspondendo a $f_y = 547$ MPa e $f_t = 642$ MPa para os varões com 12 mm de diâmetro e $f_y = 565$ MPa e $f_t = 669$ MPa para os varões com 10 mm de diâmetro.

2.4 Instrumentação

De modo a monitorizar as ações aplicadas e a resposta do modelo foram utilizados diversos equipamentos de medição. Com o atuador horizontal foi utilizada uma célula de carga e um defletómetro de fio para medir respetivamente a força horizontal e o deslocamento. Cada cilindro para aplicação da carga vertical tinha associada uma célula de carga e os deslocamentos verticais na laje foram medidos através de vários defletómetros dispostos em 2 alinhamentos centrados na laje, um segundo a direção N-S e outro segundo a direção E-O, conforme se pode observar na Figura 5.

As rotações nos bordos N-S foram monitorizadas por 2 inclinómetros. De modo a manter os bordos com igual inclinação, foi necessário ir ajustando a força nas escoras através de 2 cilindros hidráulicos ao longo do ensaio, sendo esta monitorizada por 2 células de carga (ver perfis verdes na Figura 1-b). Sabendo as forças a atuar nas escoras, está-se indiretamente a monitorizar os momentos nos bordos N-S.

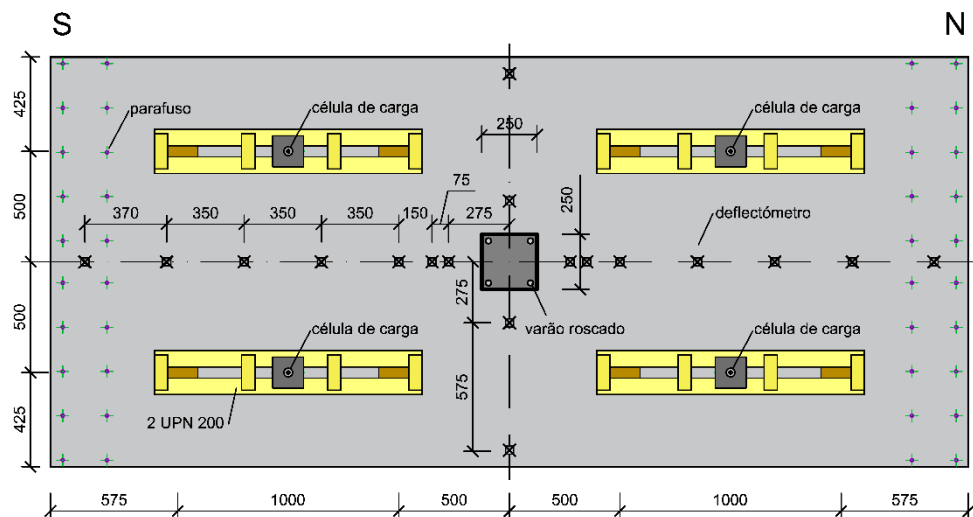


Figura 5. Localização dos defletómetros verticais e das células de cargas

2.5 Protocolo de ensaio

O protocolo de ensaio seguido em todos os ensaios pode observado na Figura 6. A primeira fase do ensaio é a aplicação da carga gravítica até ao valor pré-definido, que a seguir se mantém constante ao longo de todo o ensaio. Em seguida são aplicados ciclos de deslocamento relativo horizontal crescentes até à rotura. Para valores de deslocamento relativo até 3,5% são realizadas 3 repetições em cada patamar, para 4,0% só duas repetições e a partir desse ponto só é feita uma repetição. O fim do ensaio é alcançado quando a carga horizontal máxima num determinado ciclo é 20% inferior em relação ao valor máximo alcançado em ciclos anteriores ou quando se alcança um deslocamento relativo de 6,0%, valor máximo permitido pelo sistema de ensaio.

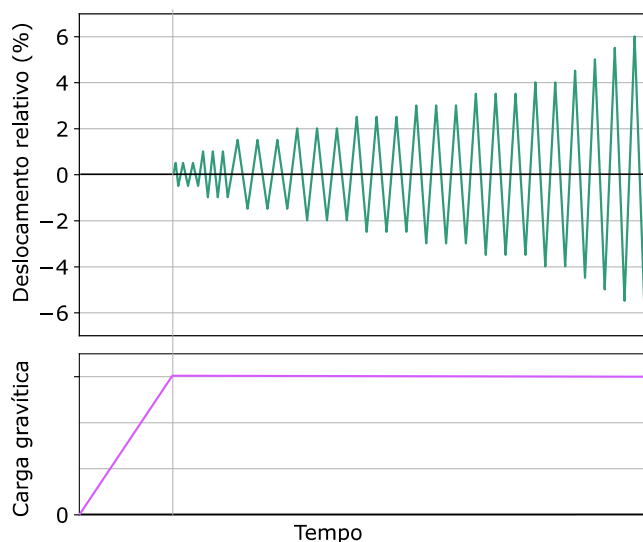


Figura 6. Protocolo de ensaio

3. RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Estes resultados deverão ser analisados à luz do que se pretende ter como comportamento para uma laje fungiforme sujeita às ações sísmicas. Atualmente, os Eurocódigos não permitem que uma laje fungiforme seja um elemento principal para resistir às ações sísmicas, devendo ter a capacidade de acompanhar os deslocamentos horizontais impostos sem colapsar e garantindo a capacidade de transmissão das cargas gravíticas para os pilares. Disto resulta que a estrutura tenha de ter outros elementos, como pórticos pilar-viga e/ou paredes resistentes dimensionados para resistir às ações sísmicas.

Com base no referido acima, o principal parâmetro a analisar nestes resultados é o deslocamento horizontal. Existem outros parâmetros importantes para a resposta da estrutura global, como a rigidez e a força horizontal resistente que também têm importância, mas menor.

Na Figura 7 e Quadro 4 apresentam-se os principais resultados dos modelos. Podemos concluir que todos os modelos apresentaram um comportamento histerético estável para valores de deslocamento relativo elevados, superiores aos que se esperam ser necessários durante um sismo. Quando comparados com os modelos de referência (C-Ref-L e C-50), que alcançaram valores de deslocamento relativo máximos de 1%, os modelos com BEDRF resultaram numa substancial melhoria ao nível da capacidade de deformação. O único modelo com BEDRF que não alcançou o fim do protocolo foi o C-HP600-M(g), onde se aplicou um rácio V_g/V_0 superior, sendo o único a apresentar uma rotura convencional.

Em termos de rigidez podemos referir que todos os modelos apresentaram uma elevada flexibilidade, com elevados deslocamentos relativos de cedência para os modelos com BEDRF. No caso dos modelos de referência a cedência não foi alcançada.

Em relação à influência da armadura longitudinal na resposta dos modelos, podemos referir que o aumento da quantidade de armadura longitudinal resultou num aumento da força horizontal. Em relação aos deslocamentos horizontais, uma vez que os modelos com BEDRF não tiveram rotura, não se conseguem retirar conclusões, mas de ensaios efetuados anteriormente o deslocamento relativo máximo é expectável decrescer com o aumento da percentagem de armadura longitudinal [18].

Neste trabalho um dos parâmetros que se pretendia estudar era a dimensão da zona com BEDRF, tendo-se variado nas lajes com menor quantidade de armadura longitudinal. Daqui resultou que as lajes com uma maior área de BEDRF responderam com uma maior força horizontal, logo um maior momento desequilibrado e um menos dano durante o ensaio.

Na Figura 8 pode ser observada a deformação do modelo C-HP960-L, onde é visível a imposição das condições de fronteira, que forçam os bordos N-S a terem iguais deslocamentos verticais e rotações. Na Figura 9 podem ser observadas fotos da fendilhação dos modelos C-HP600-L e C-HP600-M na zona próxima do pilar para o ciclo correspondente a um deslocamento relativo de 6,0%. Estas fotos mostram a degradação dos modelos e sua grande capacidade de continuar a transmitir as cargas gravíticas, mesmo para um nível muito elevado de fendilhação e de deslocamento horizontal.

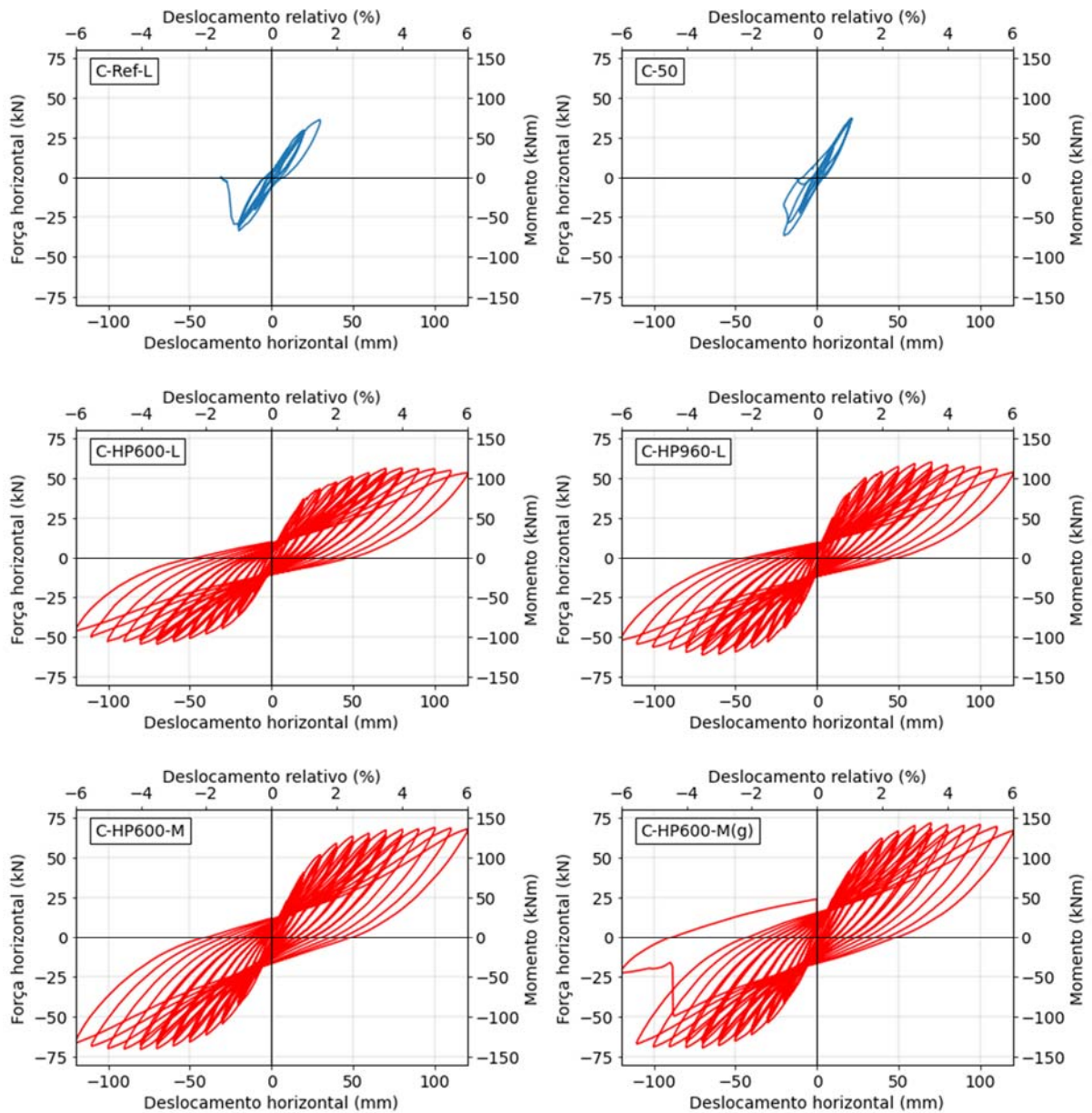


Figura 7. Relações força horizontal – deslocamento horizontal para os modelos de referência e com BEDRF

Quadro 4. Principais propriedades e resultados dos modelos de referência e com BEDRF

Modelo	V_g/V_0	f_c (MPa)	$d_{r,y}$ (%)	$F_{H,max}$ (kN)	$d_{r,FHmax}$ (%)	$d_{r,u}$ (%)
C-Ref-L	58%	31,3	N/A	36,4	1,5	1,0
C-HP600-L	54%	52,5	2,0	56,4	4,0	>6,0
C-HP960-L	53%	49,5	1,8	61,5	-3,5	>6,0
C-50	52%	52,4	N/A	37,4	1,1	1,0
C-HP600-M	54%	44,8	2,2	70,5	-4,0	>6,0
C-HP600-M(g)	63%	41,9	2,1	71,9	3,5	5,5

N/A = não aplicável.



Figura 8. Modelo C-HP600-L durante o ciclo de 3% de deslocamento relativo



Figura 9. Fotos de fendilhação junto ao pilar, para os modelos C-HP600-L (esquerda) e C-HP600-M (direita), durante deslocamentos relativos respectivamente de 5,5% e 6,0%

4. CONCLUSÕES

Neste artigo foram apresentados os resultados de 4 ensaios realizados em ligações laje-pilar para uma solução de laje híbrida onde se utilizou BEDRF numa zona junto ao pilar e um betão convencional na restante laje, que foram ainda comparados com 2 modelos de referência previamente ensaiados. Para os modelos com BEDRF foram variados 3 parâmetros, a dimensão da área onde se utilizou BEDRF, a percentagem de armadura longitudinal e o rácio V_g/V_0 . Os modelos foram sujeitos à aplicação de um deslocamento horizontal cíclico no pilar, mantendo-se constante a carga vertical correspondente a uma carga gravítica.

Todos os modelos onde foi utilizado o BEDRF tiveram uma resposta histerética estável, alcançando elevados deslocamentos relativos horizontais. Comparando com os modelos de referência o incremento de capacidade de deformação foi muito substancial. Os modelos de

referência atingiram deslocamentos relativos máximos de somente 1%, enquanto os modelos com BEDRF e um rácio V_g/V_0 entre 53-54%, alcançaram o fim do protocolo, que correspondeu a um deslocamento relativo de 6,0%. O modelo com um rácio V_g/V_0 superior (63%) apresentou uma rotura por punçoamento para um deslocamento relativo máximos ligeiramente inferior de 5,5%. A força horizontal (ou momento desequilibrado) aumentou nos modelos em que se utilizou BEDRF, quando comparado com os respetivos modelos de referência.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho recebeu o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia – Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior através do projeto PTDC/ECI-EST/ 30511/2017. Aos alunos Rafael Sanabria Díaz, Peyman Ghaderi e Bruno Moniz expressam-se os agradecimentos pelo seu apoio no trabalho laboratorial.

REFERÊNCIAS

- [1] Almeida AFO, Alcobia B, Ornelas M, Marreiros R, Ramos AP. – “Behaviour of reinforced-concrete flat slabs with stirrups under reversed horizontal cyclic loading”, *Magazine of Concrete Research*, 2020, 72(7), 339–356. doi:10.1680/jmacr.18.00209.journal.
- [2] Isufi, B., Pinho Ramos, A., and Lúcio, V. – “Reversed horizontal cyclic loading tests of flat slab specimens with studs as shear reinforcement”, *Structural Concrete*, 2019, 20(1), 330–347.
- [3] Coronelli D, Lamperti Tornaghi M, Martinelli L, Molina F, Muttoni A, Pascu IR, et al. – “Testing of a full-scale flat slab building for gravity and lateral loads”, *Engineering Structures*, 2021, 243:112551. doi:10.1016/j.engstruct.2021.112551.
- [4] Islam S, Park R. – “Tests on slab-column connections with shear and unbalanced flexure”, *Journal of the Structural Division*, 1976, 102(3), 549–568.
- [5] Robertson IN, Kawai T, Lee J, Enomoto B. – “Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, 2002, 99(5), 605–613. doi:10.14359/12300.
- [6] Emam M, Marzouk H, Hilal MS. – “Seismic response of slab-column connections constructed with high-strength concrete”, *ACI Structural Journal*, 1997, 94, 197–205.
- [7] Marzouk H, Osman M, Hussein A. – “Cyclic Loading of High-Strength Lightweight Concrete Slabs”, *ACI Structural Journal*, 2001, 98(2). 207–214.
- [8] Smadi MM, Bani Yasin IS. – “Behavior of high-strength fibrous concrete slab-column connections under gravity and lateral loads”, *Construction and Building Materials*, 2008, 22(8), 1863–1873. doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.04.023.
- [9] Inácio M, Isufi B, Lapi M, Ramos AP. – “Rational Use of High-Strength Concrete in Flat Slab-Column Connections under Seismic Loading”, *ACI Structural Journal*, 2020, 117(6), 297–310. doi:10.14359/51728080.
- [10] Gouveia, N. D., Faria, D. M. V., and Ramos, A. P. – “Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part I: monotonic vertical loading”, *Magazine of Concrete Research*, 2019a, 71(11), 587–598.
- [11] Lantsoght, E. O. L. – “How do steel fibers improve the shear capacity of reinforced concrete beams without stirrups?”, *Composites Part B: Engineering*, 2019, 107079.

- [12] Diaz, A. J. – “Seismic resistance of fiber-reinforced slab-column connections”, 1991, William Marsh Rice University, Houston, Texas, USA.
- [13] Cheng, M., and Parra-Montesinos, G. – “Evaluation of Steel Fiber Reinforcement for Punching Shear Resistance in Slab-Column Connections - Part II: Lateral Displacement Reversals”, *ACI Structural Journal*, 2010, 107(01), 110–118.
- [14] Cheng, M.-Y., Parra-Montesinos, G. J., and Shield, C. K. – “Shear Strength and Drift Capacity of Fiber-Reinforced Concrete Slab-Column Connections Subjected to Biaxial Displacements”, *Journal of Structural Engineering*, 2010, 136(9), 1078–1088.
- [15] Gouveia, N. D., Faria, D. M. V., and Ramos, A. P. – “Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part II: reversed horizontal cyclic loading”, 2019b, Magazine of Concrete Research, 71(1), 26–42.
- [16] Almeida, A. F. O., Inácio, M. M. G., Lúcio, V. J. G., & Ramos, A. P. – “Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic loading”, *Engineering Structures*, 2016, 117, 204–219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.007>.
- [17] Secci L, Lapi M, Teoni E, Pinho Ramos A, & Orlando M. – “Eccentric punching strength of continuous flat slabs—Analysis of different experimental setups”, *Structural Concrete*, 2021, 22(2), pp. 1183-1204. <https://doi:10.1002/suco.202000267>.
- [18] Isufi B, Rossi M, Ramos AP. – “Influence of flexural reinforcement on the seismic performance of flat slab – column connections”, *Engineering Structures*, 2021, 242. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112583>.
- [19] CEN – “Eurocode 2 — Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings”. 2004.
- [20] Nunes S, Pimentel M, Sousa C. – “Mechanical and fracture behaviour of an hpfrc”, *BEfib2021*, 2021, Valencia: RILEM-fib.
- [21] Blazy J, Nunes S, Sousa C, Pimentel M. – “Development of an HPFRC for Use in Flat Slabs”, *RILEM Bookseries*, 2021. 30:209–20. doi:10.1007/978-3-030-58482-5_19.