

Comportamento sísmico de ligações laje-pilar com variação da taxa de armadura de flexão

Mariana Rossi

Faculdade de Ciências e Tecnologia da NOVA, UNL, Caparica, Portugal, m.rossi@campus.fct.unl.pt

Brisid Isufi

Faculdade de Ciências e Tecnologia da NOVA, UNL, Caparica, Portugal, b.isufi@campus.fct.unl.pt

António Pinho Ramos

Faculdade de Ciências e Tecnologia da NOVA, UNL, Caparica, Portugal, ampr@fct.unl.pt

Resumo

Este trabalho apresenta os resultados de três lajes fungiformes, com diferentes taxas de armadura de flexão, testadas sob carga gravítica constante e carregamento horizontal cíclico. Estes ensaios são a continuação do trabalho experimental realizado na FCT/UNL durante os últimos anos em modelos com a mesma geometria geral ($4,15 \times 1,85 \times 0,15\text{m}^3$) e configuração de ensaio. Em contraste com os ensaios anteriores, nos quais todos os modelos foram reforçados com uma taxa de armadura de flexão de cerca de 1%, os novos modelos apresentados aqui têm uma taxa de armadura de flexão variando entre 0,64% a 1,34%. Um dos modelos, com a taxa de armadura de flexão menor, foi reforçado com *shear studs*, enquanto os outros dois modelos não tinham armadura de punçoamento. A magnitude das cargas gravíticas foi escolhida de forma que a razão entre a carga gravítica e a resistência ao punçoamento concêntrico permanecesse comparável àquela de modelos testados anteriormente na FCT/UNL: cerca de 50%. Mostra-se que a presença de *shear studs* leva a uma melhoria significativa da capacidade de deformação das ligações laje-pilar, de acordo com o observado anteriormente nos ensaios em modelos com 1% de taxa de armadura de flexão. A capacidade de *drift* dos modelos sem armadura de punçoamento foi significativamente menor, dependendo esta da taxa de armadura de flexão.

Palavras-chave: Carregamento cíclico; comportamento sísmico; laje fungiforme; punçoamento; armadura de flexão

1 INTRODUÇÃO

Estruturas em laje fungiforme são sistemas populares em edifícios de betão armado. As ligações laje-pilar devem ser capazes de suportar as cargas gravíticas sem uma rotura por punçoamento sob os deslocamentos impostos pelo sistema sísmico primário durante um terremoto. No entanto, o comportamento das ligações laje-pilar sob gravidade combinada com carregamento lateral não é totalmente compreendido e coberto pelos códigos de projeto (por exemplo, Eurocódigo 8 [1]).

Para lajes submetidas a cargas gravíticas, vários estudos mostraram que a quantidade de armadura de flexão influencia o comportamento e os modos de rotura [2–5]. Conforme a quantidade de armadura de flexão é reduzida, a capacidade de carga da laje é governada pela flexão ao invés do punçoamento. Em lajes com baixas taxas de armadura de flexão, a armadura de flexão cede e a laje comporta-se de maneira dúctil até que ocorra punçoamento em função da abertura da fissura de corte crítica [2] para deslocamentos relativamente grandes (por exemplo, consulte [4, 6]).

Para carregamentos laterais, como ocorre durante um terremoto, o comportamento é mais complexo. Entretanto, pode-se esperar uma influência significativa da taxa de armadura de flexão na capacidade máxima de transferência de momento desequilibrado da laje. Por outro lado, o aumento da capacidade de momento desequilibrado devido à flexão pode resultar em uma rotura por punçoamento devido ao aumento das tensões nas proximidades do pilar.

A influência da armadura de flexão no comportamento sísmico das ligações laje-pilar foi estudada experimentalmente no passado por vários autores [7-11]. Os testes da década de 1970 [7,8] mostraram que a quantidade de armadura de flexão e seu *layout* (concentrado próximo ao pilar ou distribuído) estão entre os fatores mais importantes na determinação da resposta sísmica de uma ligação laje-pilar sob carregamento lateral.

Entre as lajes testadas por Morrison *et al.* [9], a taxa de armadura de flexão foi a variável experimental (três taxas de 0,65%, 0,98% e 1,31% testadas). Esses três modelos foram testados sem carga gravítica. A resposta foi dominada pela flexão e não ocorreu punçoamento nestas lajes. Entre os seis modelos com 114mm de espessura relatados em [10], quatro diferiram pela quantidade de taxa de armadura de flexão superior (0,39%, 0,53% e 0,93% sobre a largura do pilar mais 3 vezes a espessura da laje) e na pormenorização dessa armadura. Os resultados de [10] mostraram que o aumento da taxa de armadura de flexão pode aumentar a capacidade de carga horizontal (momento desequilibrado), mas a capacidade de deformação pode ser prejudicada pela rotura por punçoamento. Tian *et al.* [11] mostraram que a capacidade de punçoamento e a rigidez lateral aumentaram com o aumento da taxa de armadura de flexão.

O presente trabalho aproveita uma série de ensaios realizados no passado na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa em modelos com a mesma geometria e taxa de armadura de flexão de aproximadamente 1%, adicionando a taxa de armadura de flexão como uma variável experimental. Todos os ensaios publicados em Almeida *et al.* [12] (sem armadura de punçoamento), Isufi *et al.* [13, 14] (lajes com *shear studs*), Almeida *et al.* [15, 16] (lajes com estribos e parafusos pós-instalados), bem como os testes relatados em [17, 18] (betão de alta resistência e betão reforçado com fibra) tinham a mesma geometria, a mesma razão entre a carga gravítica e a resistência ao punçoamento concêntrico, e a mesma pormenorização e quantidade da armadura de flexão. Os novos ensaios aqui apresentados contribuem para ampliar a base de dados de ensaios

realizados com o objetivo de estudar a influência da armadura de flexão no comportamento sísmico de ligações laje-pilar. Além disso, estes ensaios abrem caminho para uma visão adicional com base em comparações com o grande número de testes realizados no passado em condições semelhantes, mas com um valor fixo da taxa de armadura de flexão (1%).

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Modelos

Três modelos com dimensões totais de 4,15 x 1,85m² e espessura de 0,15m foram ensaiados para o trabalho apresentado neste artigo. As lajes foram concebidas na tentativa de representar uma ligação laje-pilar interior de um edifício de escritórios numa escala de 2/3. O pilar foi simulado através de um perfil de aço com secção de base quadrada 0,25 x 0,25m² e altura total de 2,0m, sendo 1,0m acima e abaixo da laje. As armaduras longitudinais e de punçoamento foram projetadas com base nos ensaios previamente desenvolvidos por *Isufi et al.* [13] e *Almeida et al.* [2].

Os modelos diferiram na armadura longitudinal e de punçoamento: as lajes C-Ref-L e C-SSR5-L tinham a mesma taxa de armadura longitudinal de $\rho=0,64\%$, mas 5 perímetros de *shear studs* foram instalados na laje C-SSR5-L como reforço ao punçoamento. A armadura inferior consistiu em varões de $\phi 12\text{mm}$ espaçados a 100mm em ambas as direções e para a armadura superior $\phi 12\text{mm}$ foram colocadas perto do pilar e varões de $\phi 10\text{mm}$ fora da região do pilar. Os detalhes do posicionamento são mostrados na Figura 1a.

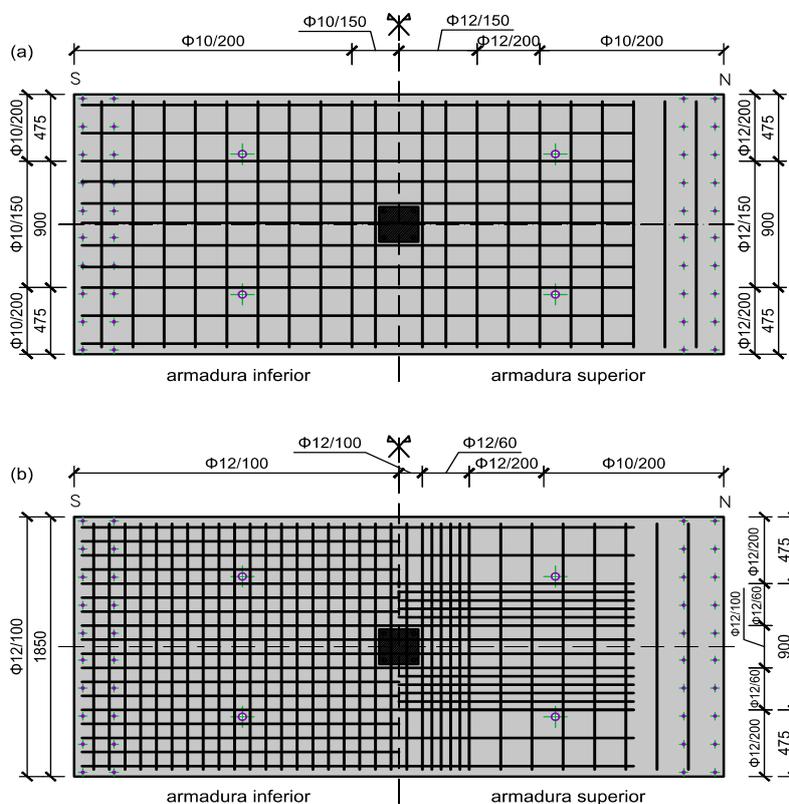


Figura 1 - Armadura superior e inferior: (a) C-Ref-L e C-SSR5-L; (b) C-Ref-H

A armadura de punçoamento instalada no modelo C-SSR5-L consistia em cinco fileiras de três *studs* em cada lado do pilar. O topo dos *studs* foi conectado por barras retangulares de aço de 25 x 8mm² para ajudar a sustentá-los pelos varões da armadura superior e para garantir o espaçamento correto entre os *studs*, enquanto a parte inferior de cada *stud* foi soldada a uma barra de 25 x 25mm² (Figura 2b). Os *headed studs* foram posicionados como mostrado na Figura 2c e vinte e cinco extensómetros foram instalados em *studs* diferentes para obter dados sobre a sua deformação durante o teste.

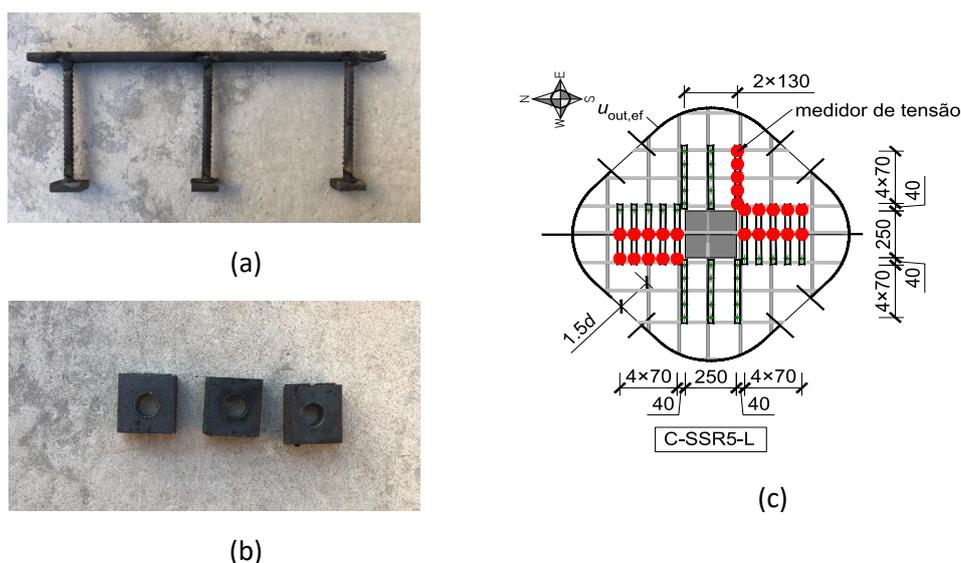


Figura 2 - Detalhes e posicionamento dos *headed studs* como armadura de punçoamento: a) trilho do *stud*; b) cabeças inferiores; c) posicionamento

O último modelo foi dimensionado com uma percentagem de armadura longitudinal superior de $\rho = 1,34\%$, e sem armadura de punçoamento. Varões de $\phi 12\text{mm}$ espaçados de 100mm foram utilizadas na armadura inferior em ambas as direções e para a armadura superior, varões de $\phi 12\text{mm}$ foram usados na região do pilar, com varões de $\phi 10\text{mm}$ na região mais distante do pilar. Os detalhes da armadura de flexão são mostrados na Figura 1b.

Provetes de betão foram testadas para todos os modelos para adquirir dados precisos sobre a resistência do betão. Os valores médios obtidos para as propriedades do betão estão resumidos na Tabela 1, sendo f_c a resistência média em cilindros e $f_{c,cubo}$ a resistência média em cubos.

Para os três modelos o recobrimento nominal era de 20mm, mas antes da betonagem a altura útil foi medida em ambas as direções a fim de obter os valores médios apresentados na Tabela 1. A mesma tabela apresenta a carga gravítica total (V_g), considerando o peso do sistema de ensaio e o peso próprio das lajes, e também a razão entre a carga gravítica e a resistência ao punçoamento concêntrico (*Gravity Shear Ratio* - GSR) obtida como a relação V_g/V_0 , em que V_0 é a resistência ao punçoamento sem armadura de punçoamento, calculada com base no Eurocódigo 2 [19], mas sem coeficientes parciais de segurança, conforme mostrado na eq.(1).

$$V_0 = 0,18k(100\rho f_c)^{1/3}ud \quad (1)$$

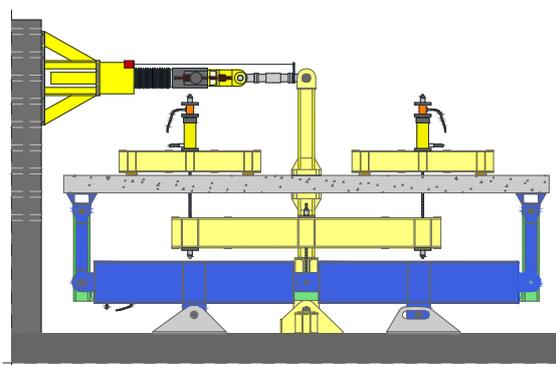
onde $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, ρ é a taxa de armadura longitudinal, f_c é a resistência do betão, u é o perímetro de controle distanciado $2d$ do pilar e d é a altura útil média.

2.2 Configuração e instrumentação de teste

Os ensaios foram conduzidos no Laboratório de Estruturas Pesadas da FCT/UNL com um sistema de ensaio previamente desenvolvido por Almeida *et al.* [12]. O sistema de ensaio foi projetado para superar algumas limitações notadas em trabalhos anteriores. O sistema desenvolvido permite deslocamentos verticais nos bordos das lajes, momentos de flexão e forças de corte iguais nos bordos N-S opostos, forças de corte de igual magnitude, mobilidade da linha de inflexão ao longo da direção longitudinal e também permite a aplicação de elevadas cargas verticais. Descrições mais detalhadas deste sistema de ensaios podem ser consultadas em [12, 20]. Uma alçada da configuração de teste é mostrada na Figura 3a e uma foto é mostrada na Figura 3b.

Tabela 1 - Detalhes dos modelos

Modelo	d (mm)	f_c (MPa)	$f_{c,cubo}$ (MPa)	V_o (kN)	V_g (kN)	GSR (%)
C-Ref-L	117	31,3	40,1	284	165	58%
C-SSR5-L	117	46,6	53,4	323	182	56%
C-Ref-H	118	41,1	44,4	400	219	55%



(a)



(b)

Figura 3 - Configuração do teste: a) elevação; b) foto

Oito pontos de carga foram definidos na superfície superior dos modelos para aplicar a carga gravítica. Cada dois pontos foram conectados a uma viga de aço, que foi conectada a um macaco hidráulico e uma célula de carga para controlar a carga aplicada. Já para impor o deslocamento horizontal, a extremidade superior do pilar foi conectada a um atuador mecânico fixado à parede de reação do laboratório e os deslocamentos horizontais foram medidos por um transdutor de deslocamento instalado no topo do pilar.

Catorze transdutores de deslocamento foram instalados ao longo do eixo N-S e quatro ao longo do eixo E-O para obter os deslocamentos verticais durante o ensaio. O protocolo de ensaio aplicado aos três modelos foi o mesmo utilizado nos ensaios anteriores ([12], [13] e [15]), consistindo em aplicar primeiro a carga vertical até que o valor alvo (V_g na Tabela 1) fosse alcançado. Este valor foi mantido constante durante todo o ensaio, sendo então aplicados os deslocamentos horizontais cíclicos com três ciclos para *drifts* abaixo de 3,5%, dois ciclos para o *drift* de 4,0% e apenas um para os seguintes até 6,0%.

3 RESULTADOS

3.1 Resultados dos testes

Durante a aplicação da carga gravítica no modelo C-Ref-L algumas pequenas fissuras de flexão apareceram na região do pilar e com o início dos deslocamentos horizontais as fissuras existentes cresceram afastando-se do pilar. Novas fissuras também puderam ser notadas na região de momento positivo. Para os ciclos de 1,0%, novas fissuras surgiram nos momentos positivos e negativos e o revestimento de betão na região do pilar começou a se deteriorar. Durante o primeiro ciclo reverso do *drift* de 1,5%, o modelo rompeu com uma redução repentina da carga horizontal e rotura por punçoamento frágil antes de completar um ciclo completo.

Para C-SSR5-L, fissuras de flexão finas surgiram próximas ao pilar com a aplicação da carga vertical. Quando os deslocamentos horizontais começaram a ser impostos, as fissuras existentes aumentaram em largura e comprimento e também começaram a surgir fendas nas regiões de momento fletor positivo. À medida que *drifts* mais elevados foram aplicados, todas as fissuras existentes apresentaram um crescimento, mas também foram notadas novas. Para um *drift* de 2,5%, algumas fissuras na superfície inferior da laje apareceram perto do pilar e também alguns danos no betão nas superfícies superior e inferior da laje. Com um *drift* de 6%, a laje estava fortemente fissurada e deformada. No entanto, o modelo não atingiu a rotura e o ensaio foi interrompido para este valor de *drift* devido às limitações do sistema de ensaio.

Durante o teste do C-Ref-H, pequenas fissuras de flexão próximas ao pilar e em regiões de momento fletor positivo surgiram com a aplicação de carga vertical. Para um *drift* de 0,5%, as fissuras existentes aumentaram em termos de abertura e comprimento, assim como novas fissuras apareceram na face superior e inferior do modelo. Durante os *drifts* de 1,0%, novas fissuras surgiram, enquanto as existentes aumentaram em comprimento e espessura e danos no recobrimento de betão próximo ao pilar foram evidentes. O modelo rompeu durante o último ciclo do *drift* de 1,0% com uma rotura por punçoamento frágil.

3.2 Relação força-deslocamento

As relações força-deslocamento (e momento desequilibrado-*drift*) são mostradas na Figura 4 para os três ensaios realizados. Observe-se que uma escala diferente dos eixos é usada em C-SSR5-L para maior clareza. A Figura 4 mostra uma diferença notável no comportamento do modelos C-Ref-L e do modelo semelhante C-SSR5-L, mas com reforço ao punçoamento. Enquanto C-Ref-L rompeu antes de

completar um ciclo de *drift* total de 1,5%, o modelo C-SSR5-L teve uma resposta estável com escoamento pós-elástico significativo na relação força-deslocamento até o final do teste após o *drift* de 6%.

O comportamento do C-SSR5-L foi semelhante ao de modelos previamente testados em Isufi *et al.* [13] com *headed studs* como reforço ao punçoamento e maior taxa de armadura de flexão (aproximadamente 1%), exceto que o plateau de escoamento na Figura 4 corresponde a uma força horizontal menor (momento desequilibrado) em comparação com os modelos de Isufi *et al.* [13].

Comparando as duas lajes sem reforço ao punçoamento (Figura 4), observa-se que as capacidades de *drift* finais são comparáveis: enquanto C-Ref-H rompeu em 1% de *drift*, o modelo C-Ref-L rompeu durante a primeira tentativa do *drift* 1,5% negativo, sem conseguir completar um ciclo completo a 1,5%. É perceptível na Figura 4 que o comportamento de C-Ref-H com maior taxa de armadura de flexão e maior carga gravítica se deteriorou mais cedo, embora a razão V_g/V_0 fosse quase a mesma para ambos os modelos (Tabela 1). Esta observação indica que o GSR (a relação V_g/V_0) não é o único parâmetro que controla a capacidade de *drift* das ligações laje-pilar (como comumente adotado na prática de projeto americana [21]), mas também sofre influência da capacidade de flexão.

Dois modelos semelhantes testados anteriormente com taxa de armadura de flexão intermediária (aproximadamente 1%) romperam em 1,0% de *drift* (modelo C-50 em [12] e modelo C-Ref em [13]) e exibiram um comportamento que se encaixa entre aquele dos modelos C-Ref-L e C-Ref-H.

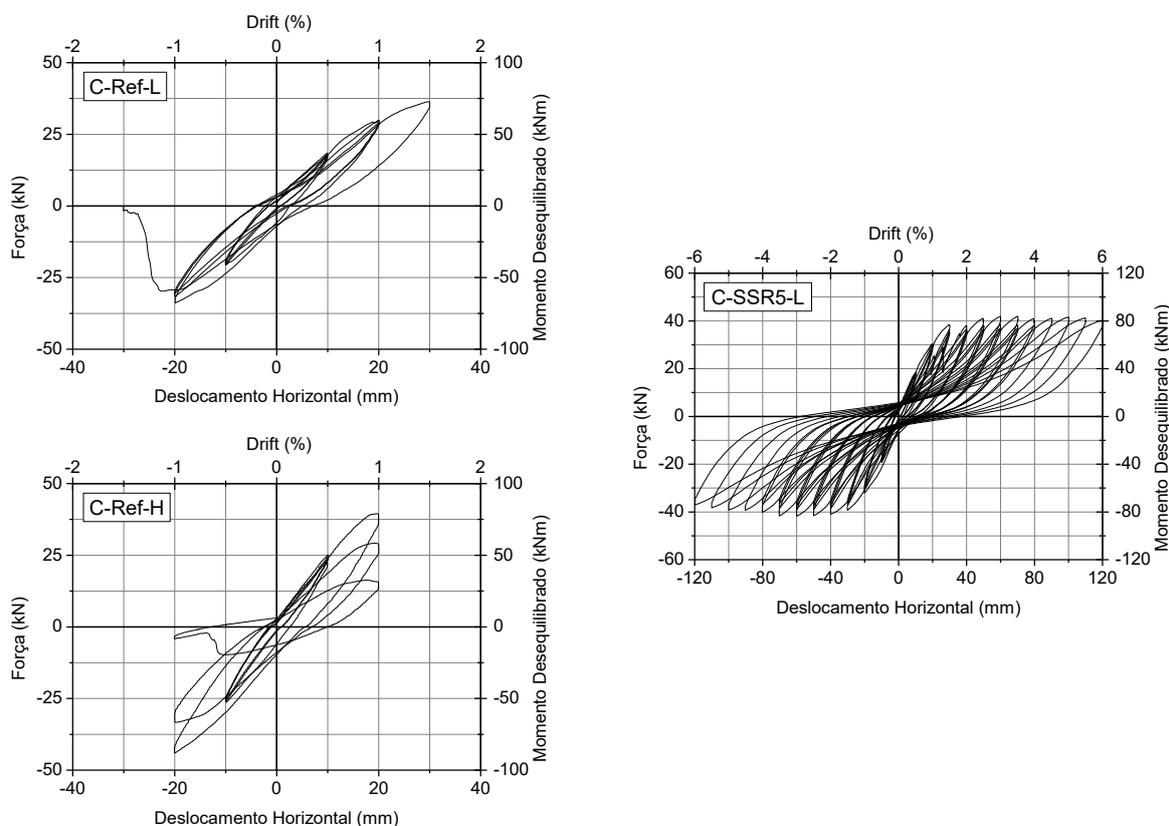


Figura 4 - Relações força - deslocamento e momento desequilibrado - drift

A Tabela 2 resume a força horizontal máxima aplicada no topo do pilar e o respetivo momento desequilibrado (obtido simplesmente pela multiplicação da força horizontal pela altura total do pilar) e o *drift* correspondente à força horizontal máxima. O *drift* máximo atingido pelo modelo também é mostrado na Tabela 2.

Tabela 2 - Forças horizontais e *drifts* máximos

Modelo	Força horizontal máxima (kN)	Momento desequilibrado (kN.m)	<i>Drift para a força horizontal máxima</i>	<i>Drift</i> Máximo
C-Ref-L	36,4	72,8	1,5%	1,5%
C-SSR5-L	41,9	83,8	3,0%	6,0%
C-Ref-H	44,1	88,2	1,0%	1,0%

3.3 Deslocamento vertical

As deflexões obtidas pelos transdutores de deslocamento para o primeiro ciclo de cada *drift* são apresentadas na Figura 5. Durante a primeira etapa de aplicar apenas a carga gravitacional aos modelos, a laje C-SSR5-L teve o maior deslocamento para esta primeira etapa, mas a carga vertical aplicada a esta laje foi maior do que a imposta a C-Ref-L. Apesar de a maior carga gravitacional ter sido para o modelo C-Ref-H, a elevada taxa de armadura longitudinal fez com que esta laje sofresse o menor deslocamento vertical para esta etapa.

Quando deslocamentos horizontais foram impostos, os deslocamentos aumentaram devido à perda de rigidez causada pelo carregamento cíclico e momentos desequilibrados. Devido à fase de carga gravítica, o modelo C-SSR5-L começou com deslocamentos maiores do que o C-Ref-L, mas essa diferença foi reduzida para *drifts* maiores, pois o aumento apresentado pelo modelo reforçado ao punçoamento foi significativamente menor do que o aumento em C-Ref-L nos ciclos seguintes. O oposto pode ser observado nos resultados de deslocamento do C-Ref-H, com o aumento do deslocamento para ciclos consecutivos menor do que o relatado nos testes anteriores.

Embora o modelo C-Ref-H tivesse deslocamentos verticais menores, ele rompeu durante um *drift* mais baixo do que os outros modelos, Tabela 2, com uma rotura mais frágil.

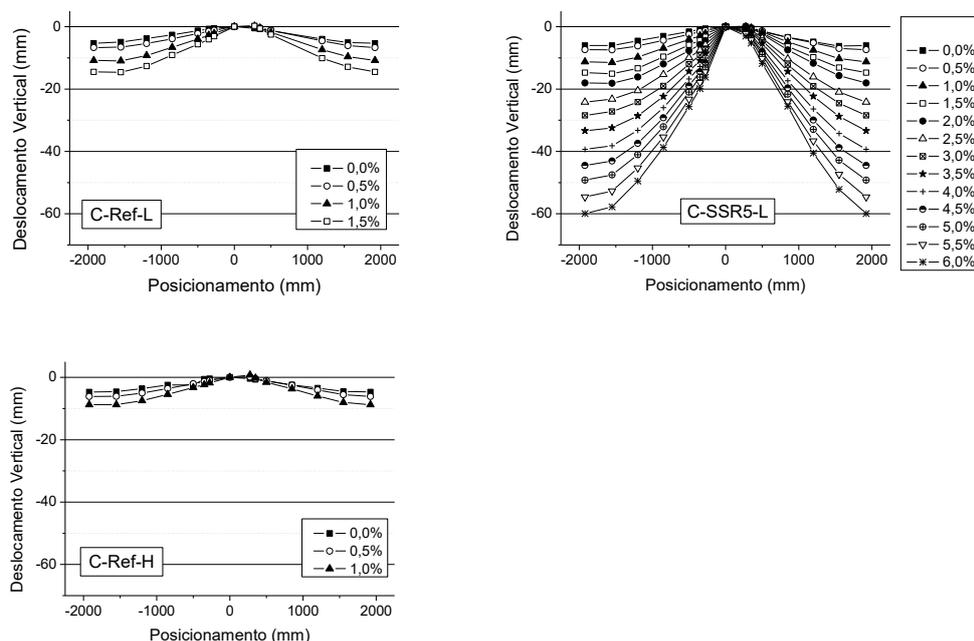


Figura 5 - Deslocamentos verticais N-S

4 CONCLUSÕES

Os testes combinados de carregamento cíclico vertical e horizontal cíclico de três modelos de ligação laje fungiforme-pilar foram brevemente descritos. O objetivo dos ensaios foi estudar a influência da taxa de armadura de flexão da laje no comportamento sísmico das ligações laje-pilar. Um dos modelos, com taxa de armadura de flexão de 0,64%, foi reforçado com *headed studs* contra a rotura por punçoamento enquanto os outros dois modelos, um com taxa de armadura de flexão de 0,64% e o outro com 1,34%, não continham armadura de punçoamento.

De acordo com resultados experimentais anteriores, foi demonstrado que a utilização de *headed studs* pode levar a um aumento significativo da capacidade de *drift* final. A rotura por punçoamento foi evitada na laje com reforço ao punçoamento na forma de *headed studs* até 6% de *drift*, o que está bem acima dos *drifts* esperados na prática para edifícios de betão armado sujeitos a terremotos. Os modelos sem armadura específica de punçoamento romperam durante *drifts* em torno de 1%, à semelhança dos modelos idênticos testados anteriormente com taxa de armadura de flexão intermédia (aproximadamente 1%).

Os modelos sem armadura específica de punçoamento (incluindo C-50 e C-Ref [12, 13] com taxa de armadura longitudinal superior com o valor intermédio de 1%) tiveram valores semelhantes de *Gravity Shear Ratio* (GSR) e romperam para *drifts* comparáveis (em torno 1% de *drift*, com exceção de C-Ref-L que completou meio-ciclo do *drift* de 1,5%). Porém, foi demonstrado que o comportamento sísmico se deteriorou com o aumento da taxa de armadura de flexão, indicando que o GSR não é o único parâmetro que controla o comportamento das ligações laje-pilar sob carregamento sísmico.

REFERÊNCIAS

- [1] CEN (2004) EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- [2] Muttoni A (2008) Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs. *ACI structural J* 105:440–450. <https://doi.org/10.14359/19858>
- [3] Guandalini S, Burdet OL, Muttoni A (2009) Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. *ACI Struct J* 106: 87–95. <https://doi.org/10.14359/56287>
- [4] Torabian A, Isufi B, Mostofinejad D, Ramos AP (2019) Behavior of thin lightly reinforced flat slabs under concentric loading. *Eng Struct* 196:109327. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109327>
- [5] Ghali A, Gayed RB (2019) Universal Design for Punching Resistance of Concrete Slabs. *ACI Struct J* 116:207–212. <https://doi.org/10.14359/51710866>
- [6] Torabian A, Isufi B, Mostofinejad D, Pinho Ramos A (2020) Flexural strengthening of flat slabs with FRP composites using EBR and EBROG methods. *Eng Struct* 211:110483. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110483>
- [7] Hawkins NM, Mitchell D, Sheu MS (1974) Cyclic behavior of six reinforced concrete slab-column specimens transferring moment and shear. Seattle, Washington
- [8] Symonds DW, Mitchell D, Hawkins NM (1976) Slab-column connections subjected to high intensity shears and transferring reversed moments. SM 76-2. Seattle, Washington
- [9] Morrison DG, Hirasawa I, Sozen MA (1983) Lateral-Load Tests of R/C Slab-Column Connections. *J Struct Eng* 109:2698–2714. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1983\)109:11\(2698\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:11(2698))
- [10] Robertson I, Johnson G (2006) Cyclic lateral loading of nonductile slab-column connections. *ACI Struct J* 103:356–364. <https://doi.org/10.14359/15313>
- [11] Tian Y, Jirsa JO, Bayrak O, et al (2008) Behavior of slab-column connections of existing flat-plate structures. *ACI Struct J* 105:561–569
- [12] Almeida AFO, Inácio MMG, Lúcio VJG, Ramos AP (2016) Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic loading. *Eng Struct* 117:204–219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.007>
- [13] Isufi B, Pinho Ramos A, Lúcio V (2019) Reversed horizontal cyclic loading tests of flat slab specimens with studs as shear reinforcement. *Struct Concr* 20:330–347. <https://doi.org/10.1002/suco.201800128>

- [14] Isufi B, Ramos AP, Lúcio V (2020) Post-earthquake performance of a slab-column connection with punching shear reinforcement. *J Earthq Eng (in Press)*:1–23. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1713924>
- [15] Almeida AFO, Alcobia B, Ornelas M, et al (2020) Behaviour of reinforced-concrete flat slabs with stirrups under reversed horizontal cyclic loading. *Mag Concr Res* 72:339–356. <https://doi.org/10.1680/jmacr.18.00209>
- [16] Almeida AFO, Ramos AP, Lúcio V, Marreiros R (2020) Behavior of RC flat slabs with shear bolts under reversed horizontal cyclic loading. *Struct Concr* 21:501–516. <https://doi.org/10.1002/suco.201900128>
- [17] Inácio MMG (2016) Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes em Betão de Elevada Resistência. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa
- [18] Gouveia ND, Faria DM V., Ramos AP (2019) Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part II: reversed horizontal cyclic loading. *Mag Concr Res* 71:26–42. <https://doi.org/10.1680/jmacr.17.00344>
- [19] CEN (2004) EN 1992-1-1. Eurocode 2 — Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [20] Ramos A, Marreiros R, Almeida A, et al (2017) Punching of flat slabs under reversed horizontal cyclic loading. In: *ACI Special Publication*. ACI, fib, pp 253–272
- [21] ACI 318 (2019) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)