



## MODELAÇÃO E AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE CONECTORES DE CORTE DO TIPO TUBULAR PERFOBOND COM ADOÇÃO DE ARMADURA PASSANTE

Keila Souza<sup>a,c,\*</sup>, André Silva<sup>b</sup>, José Henriques<sup>c</sup>, Luciano Lima<sup>b</sup> e Monique Rodrigues<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civi, Universidade do Estado do Rio de Janeiro UERJ – Brasil

<sup>c</sup> Construction Engineering Research Group, Faculty of Engineering Technology, Hasselt University – Belgium

<sup>b</sup> Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro UERJ – Brasil

**Resumo.** Este artigo aborda o comportamento mecânico de conectores de corte do tipo tubular perfobond (TPC). O comportamento destes foi avaliado numericamente, por meio do *software* Abaqus, com base em ensaios experimentais do tipo *push-out* previamente realizados. Para complementar o estudo, alguns parâmetros, como a adoção de armaduras passantes foram avaliados. Os resultados indicam que o TPC apresentou desempenho competitivo em relação a outros conectores perfurados, com resistência adequada e capacidade de deformação suficiente para atender aos requisitos de ductilidade exigidos em projetos. A adoção das armaduras teve um efeito positivo na ductilidade, mas o aumento do seu diâmetro teve um impacto limitado.

### 1. Introdução

Os sistemas estruturais mistos de aço e betão têm sido amplamente utilizados, devido à capacidade de combinar a elevada resistência à tracção do aço com a resistência à compressão do betão. Este tipo de sistema pode ser aplicado em diferentes tipologias de construções, como edifícios e pontes, por exemplo. A interacção entre os materiais é um factor determinante para o desempenho estrutural das vigas mistas. Diversos estudos demonstram que, na ausência de uma ligação eficaz na interface, os componentes actuam de forma independente. Quando existe uma ligação adequada, o deslizamento relativo é impedido e os elementos passam a trabalhar de forma monolítica. Conectores de corte são geralmente empregados para garantir a transferência dos esforços e a interacção dos materiais de forma eficiente. Neste contexto, inúmeros conectores têm sido desenvolvidos, incluindo os conectores perfurados, que apresentam ótimo desempenho mecânico, principalmente em termos de resistência ao corte. Dentre estes conectores, o *Perfobond* convencional é o que mais tem se destacado, tanto que inúmeras adaptações

têm sido propostas. No entanto, apesar de ter excelente resistência ao corte, em algumas situações, este conector não tem uma capacidade de deformação adequada [1],[2]. Em função disto, inúmeras variações de conectores perfurados têm sido desenvolvidas, seja em relação à geometria do conector [3],[4] ou aos furos [5],[6].

Neste contexto, o presente trabalho tem como objectivo apresentar o estudo de um conector de corte do tipo Tubular *Perfobond*, proposto por Souza *et al.* [7], que possui excelente comportamento mecânico, com emprego de armaduras passantes. A adoção das armaduras tem como objetivo melhorar a resistência ao corte dos conectores, e ainda, aumentar a sua capacidade de deformação, fazendo com que a resistência máxima ocorra em maiores níveis de deslizamento, resultando em comportamentos mais dúcteis [3], [8]. A avaliação da ligação em questão foi realizada por meio de análises numéricas desenvolvidas no *software* Abaqus 6.14-1 [9].

## 2. Conector de corte tubular *Perfobond*

O conector de corte tubular *Perfobond* (TPC) (Fig. 1) foi proposto inicialmente com o objetivo de ser um conector com boa resistência ao cisalhamento, semelhante a outros conectores perfurados como o Conector *Perfobond* convencional, e, acima de tudo, com ductilidade adequada. Com relação à geometria, o TPC consiste em uma seção tubular de aço com furos ao longo de seu comprimento longitudinal. A seção tubular foi escolhida por ter dois planos de corte, o que contribui duplamente não só para a resistência, mas também para a ductilidade. A resistência ao corte deste conector é influenciada pela resistência de ponta, pelas cavilhas de betão e pela armadura passante, quando existir. Como já mencionado, o uso dessas armaduras pode impactar o comportamento mecânico da conector, principalmente com relação à ductilidade.



Fig. 1: Conector de corte TPC

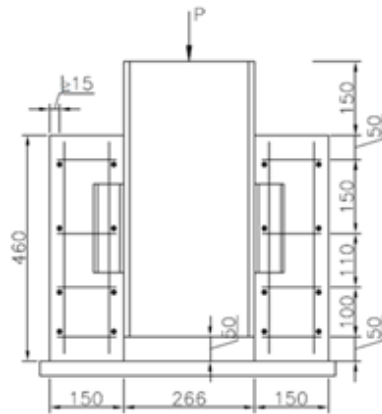
### 2.1 Ensaio *push-out* de referência

Os dois modelos experimentais escolhidos para serem a base do estudo numérico possuem um conector de seção transversal tubular quadrada de 70x70x4,75 mm com comprimento de 180mm com dois furos ao longo de seu comprimento longitudinal. A geometria foi definida de acordo com a BS 5400-5 [10] (Fig. 2). A altura, largura e comprimento da laje de betão são 150 mm, 300 mm e 460 mm, respectivamente. O diâmetro da armadura é de 10 mm, e o perfil metálico da viga é W250x38.5. A resistência média à compressão dos corpos de prova cilíndricos de betão foi medida em 38 e 46 MPa. O ensaio experimental foi realizado de acordo com o protocolo de carregamento do EN 1994-1-1 [11] e de Vianna *et al.* [12].

## 3. Desenvolvimento da modelação numérica

As simulações numéricas foram conduzidas no *software* Abaqus 6.14-1 [9]. Foi utilizado o *dynamic explicit* para as análises quase-estáticas realizadas. Os possíveis efeitos dinâmicos podem ser minimizados por meio do *mass scaling*. Para verificar a minimização desses efeitos, é

recomendado garantir que a razão entre as energias cinética e interna seja mantida em um intervalo de 5% a 10% da energia interna [5]. Os demais detalhes estão apresentados a seguir.



a) Geometria



b) Ensaio

**Fig. 2:** Geometria dos modelos estudados experimentalmente (dimensões em mm)

### 3.1 Geometria e malha de elementos finitos

Devido à geometria simétrica do protótipo e para reduzir o custo computacional, apenas um quarto da geometria foi modelada, por meio da adoção da restrição de dupla simetria. A geometria foi simulada de acordo com os testes experimentais. Todas as peças foram discretizadas com o elemento C3D8R. A laje e a viga foram discretizadas com um tamanho de elemento de 8 mm, enquanto o conector e as armaduras foram discretizados com elementos de 5 mm e 24 mm de tamanho, respectivamente. O modelo contém 39.940 nós e 32.590 elementos. A geometria dos modelos e a malha de elementos finitos podem ser observadas na Fig. 3.

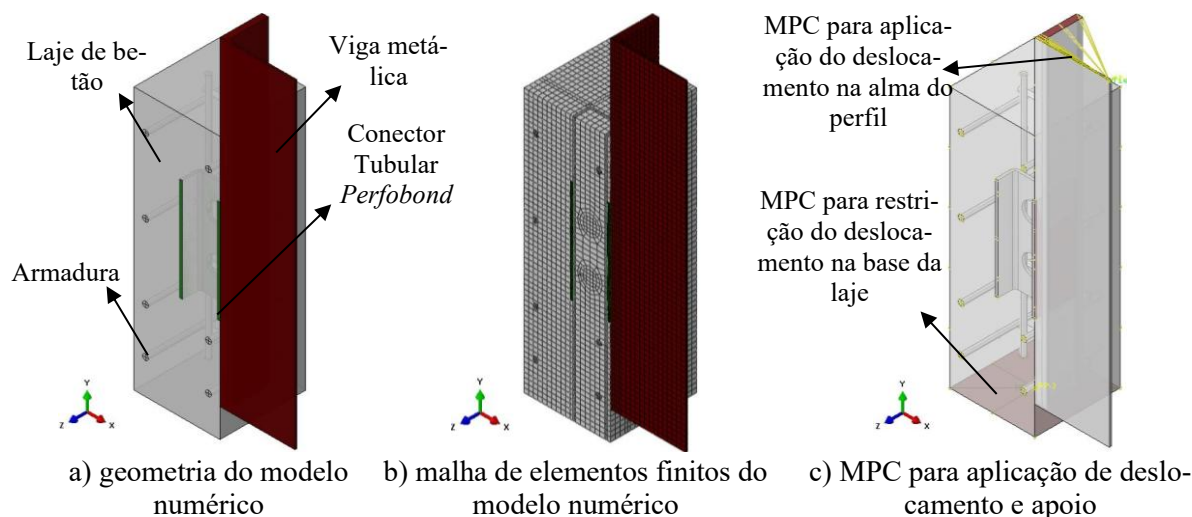
### 3.2 Modelagem do comportamento dos materiais

A ferramenta *Concrete Damage Plasticity Model* foi utilizada para caracterizar o comportamento do betão. Para isto, é necessário inserir os cinco parâmetros de plasticidade, o modelo constitutivo à compressão e o modelo constitutivo à tração. Assim, os parâmetros de plasticidade utilizados foram 38, 0,1, 1,16, 0,667 e 0 para o ângulo de dilatação ( $\psi$ ), excentricidade ( $\epsilon$ ), a razão entre a resistência à compressão biaxial e a uniaxial ( $f_{b0}/f_{c0}$ ), a razão a magnitude da tensão desviadora de tração uniaxial e a de compressão uniaxial ( $K_c$ ) e a viscosidade ( $\mu$ ), respectivamente. Acerca dos modelos constitutivos, foi adotada uma relação tensão *versus* deformação que envolve extensões sinusoidal e linear [13] e uma relação tensão *versus* abertura de fissuras [14] para simular o comportamento do betão à compressão e à tração, respectivamente. E ainda, um modelo de dano [15] foi empregado para simular a perda de rigidez do material. Acerca dos materiais metálicos, um modelo elasto-plástico perfeito foi utilizado para modelar o aço das armaduras. Já para a viga metálica e para o conector de cisalhamento, a modelagem foi baseada na caracterização dos seus corpos de prova metálicos.

### 3.3 Contactos, carregamento e condição de contorno

A restrição do tipo *embedded* foi usada para definir o contacto entre as armaduras e a laje de betão, enquanto a restrição *tie* foi aplicada para simular a soldadura entre o conector de corte e o perfil metálico. Além disso, *general contact* com formulação de contacto rígido, *hard contact*,

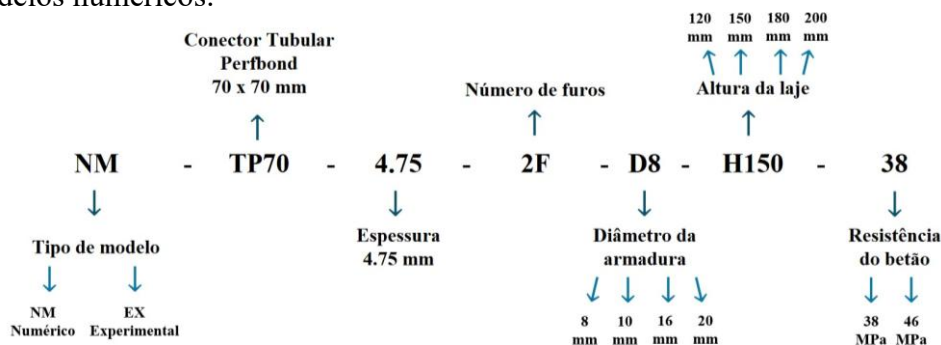
e atrito, *penalty friction*, foram adotados para os componentes em contacto, como perfis de aço com as lajes de betão e com os conectores. Com relação ao carregamento e das condições de contorno (Fig. 3), estes foram aplicados usando restrições multiponto (MPC). O carregamento foi aplicado a partir de um deslocamento axial prescrito na face superior da alma do perfil metálico. Já as condições de contorno foram definidas a partir da restrição do deslocamento nas três direções dos eixos globais (x, y e z).



**Fig. 3:** Geometria, malha de elementos finitos, carregamento e condição de contorno

### 3.3 Validação numérica

De modo a facilitar o entendimento dos modelos estudados, a Fig. 4 apresenta a nomenclatura adotada. Com relação à nomenclatura dos modelos estudados, o índice TP70-4.75 corresponde a um conector tubular perfobond com secção quadrada de  $70 \times 70$  mm e espessura de 4.75 mm. O prefixo 2F indica o número de furos do conector, enquanto a letra D corresponde ao diâmetro da armadura passante, quando existente, podendo assumir valores de 8, 10, 16 ou 20 mm. A letra H refere-se à espessura da laje de betão, que pode ser de 120, 150, 180 ou 200 mm. Por fim, os índices 30 e 40 dizem respeito à classe de resistência do betão, correspondendo a resistências médias de 38 e 46 MPa, respetivamente. A modelagem foi validada, principalmente, usando a relação carga-deslizamento normalizada obtida experimentalmente. A comparação entre as relações carga-deslizamento dos modelos numérico e experimental pode ser vista na Fig. 5, enquanto a comparação da rigidez inicial ( $K_s$ ), da resistência ao corte ( $P_e$ ) e da capacidade do deslizamento ( $\delta_u$ ) pode ser encontrada na Tabela 1, onde EX-TP-2F-H150-38 e EX-TP-2F-H150-46 são os modelos experimentais e NM-TP-2F-H150-38 e NM-TP-2F-H150-46 são os modelos numéricos.



**Fig. 4:** Nomenclatura dos modelos

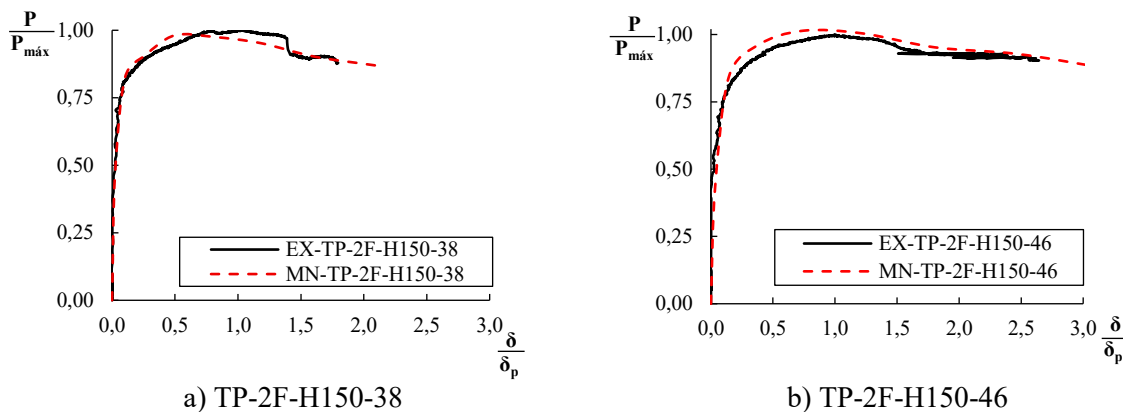


Fig. 5: Relação carga vs deslizamento normalizada

Tabela 1: Validação dos modelos numéricos

Modelo	$\frac{K_S}{K_{S_{EX}}}$	$\frac{P_e}{P_{e_{EX}}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{u_{EX}}}$	Ductilidade	Falha
EX-TP-2F-H150-38	1.00	1.00	1.00	D3	A/B
MN-TP-2F-H150-38	0.87	0.98	1.13	D3	A
EX-TP-2F-H150-46	1.00	1.00	1.00	D3	A
MN-TP-2F-H150-46	0.83	1.01	0.78	D3	A/B

\* A – plastificação do conector. B – esmagamento do betão.

É importante mencionar que a normalização foi realizada em função da resistência máxima do protótipo experimental e do seu deslizamento equivalente. Ainda, a Tabela 1 também apresenta a comparação das categorias de ductilidade, definidas de acordo com prEN 1994-1-1 [16].

De modo geral, a validação apresentada demonstra uma boa correlação entre a rigidez inicial de ambos os modelos, principalmente para os modelos com o betão menos resistente. No entanto, o NMTP-2F-120-46 é ligeiramente menos rígido. As resistências obtidas pelos modelos numéricos também se correlacionam de forma excelente com a resistência do modelo experimental, com diferenças de apenas 1.4% e 1.9%. No tocante do protótipo com betão mais resistente, e, embora o modelo numérico tenha uma resistência ligeiramente superior, é essencial notar que o comportamento da relação carga-deslizamento normalizada na região plástica é muito semelhante entre ambos os modelos, mesmo após a carga máxima. Já com relação ao espécime com o betão menos resistente, e, apesar de uma excelente validação em termos de resistência, nota-se que há a necessidade de melhoria na validação uma vez que na fase pós carga máxima, o comportamento divergiu. No modelo experimental houve uma queda brusca de resistência devido a uma degradação na parte posterior de uma das lajes, possivelmente em função de um problema de excentricidade. O modelo numérico não reproduz essa perda acelerada de resistência e se mantém com um descarregamento controlado. Apesar de algumas divergências, a validação numérica pode ser considerada adequada para a continuação do estudo na secção a seguir.

#### 4. Estudo paramétrico do conector de corte tubular *Perfobond*

É amplamente reconhecido que tanto os parâmetros geométricos como as propriedades dos materiais influenciam o desempenho dos conectores de corte. Nesta secção, apresenta-se um estudo sobre a influência da presença de armadura passante, do diâmetro da armadura passante, da altura da laje de betão e da resistência do betão, com especial atenção ao seu impacto na ductilidade do conector.

#### 4.1 Disussões gerais

A rigidez inicial ( $K_s$ ), a resistência ao corte ( $P_e$ ), a capacidade de deslizamento ( $\delta_u$ ), a classificação da ductilidade de acordo com EN 1994-1-1 [11], o fator de ductilidade ( $\mu$ ), determinado de acordo com [17], as categorias de ductilidade (DC) segundo a prEN 1994-1-1 [16], bem como os modos de falha das amostras (MF), encontram-se resumidos na Tabela 2. De forma geral, os TPCs analisados demonstraram comportamento consistente com o observado em estudos prévios sobre conectores perfurados, apresentando elevada rigidez inicial e adequada resistência ao corte. No que concerne à ductilidade, todos os modelos puderam ser classificados como dúcteis de acordo com a EN 1994-1-1 [11], uma vez que alcançaram capacidade de deslizamento característica superior a 6 mm. Adicionalmente, os conectores foram classificados em função das categorias de ductilidade propostas pela prEN 1994-1-1 [16], não tendo sido identificado nenhum caso correspondente à categoria frágil, D1. Todos os conectores foram classificados nas categorias D2 e D3, consideradas dúcteis, com capacidade de deformação suficiente para justificar a suposição de um comportamento plástico ideal do conector. Acerca do modo de falha, nenhum dos conectores estudados apresentou falha isolada do conector. Em todos os casos observou-se um mecanismo combinado envolvendo a plastificação do conector e o esmagamento do betão ou apenas o esmagamento do betão.

**Tabela 2:** Resultado da parametrização

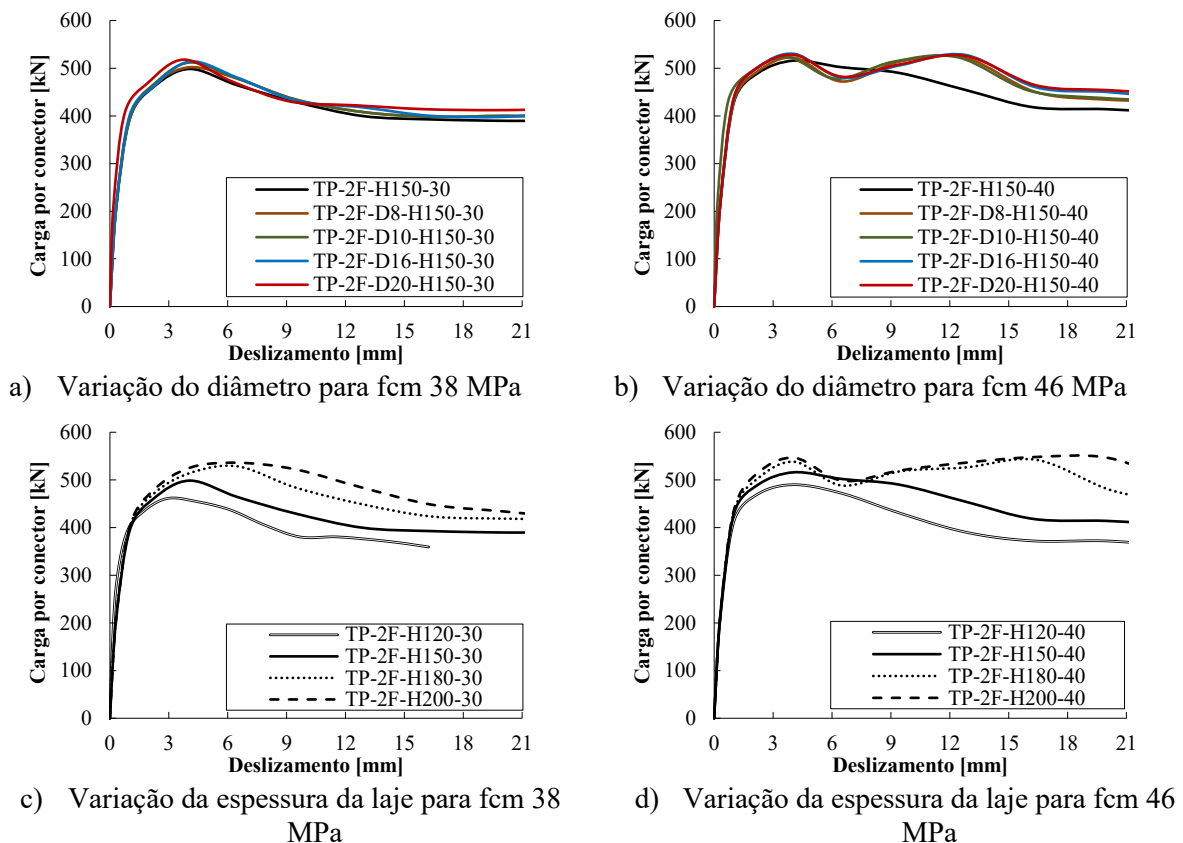
Modelo	$K_s$ (kN/mm)	$P_e$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	Dúctil	$\mu$	DC	MF*
TP-2F-H120-30	970.7	461.3	7.3	Sim	5.6	D2	B
TP-2F-H150-30	1091.2	498.5	7.5	Sim	4.5	D2	B
TP-2F-D8-H150-30	1089.5	502.0	8.2	Sim	5.3	D2	B
TP-2F-D10-H150-30	1077.7	512.3	7.3	Sim	4.2	D2	B
TP-2F-D16-H150-30	1112.0	514.0	7.3	Sim	3.7	D2	B
TP-2F-D20-H150-30	1125.1	518.0	6.7	Sim	3.2	D2	B
TP-2F-H180-30	1109.3	528.4	9.9	Sim	4.7	D2	A/B
TP-2F-H200-30	1121.7	536.0	12.6	Sim	5.3	D3	A/B
TP-2F-H120-40	1136.8	490.2	8.4	Sim	6.7	D2	A/B
TP-2F-H150-40	1189.8	516.0	11.5	Sim	8.7	D3	A/B
TP-2F-D8-H150-40	1186.3	522.0	14.7	Sim	10.8	D3	A/B
TP-2F-D10-H150-40	1199.4	523.3	14.8	Sim	10.7	D3	A/B
TP-2F-D16-H150-40	1206.2	530.1	14.8	Sim	10.9	D3	A/B
TP-2F-D20-H150-40	1212.5	528.0	15.0	Sim	11.4	D3	A/B
TP-2F-H180-40	1198.8	542.0	18.9	Sim	12.9	D3	A/B
TP-2F-H200-40	1221.5	548.0	23.6	Sim	17.2	D3	B

\* A – plastificação do conector. B – esmagamento do betão.

Para melhorar o entendimento do comportamento do conector, a Fig. 6 apresenta as relações carga por conector *versus* deslizamento dos modelos estudados, onde é possível observar que as curvas obtidas para os diferentes diâmetros de armadura passante, para betões com resistências médias de 38 e 46 MPa, apresentaram comportamentos semelhantes. Em ambas as séries, verificou-se uma fase inicial linear com elevada rigidez, seguida da ocorrência de fissuração no betão, fazendo com que houvesse perda de rigidez até a máxima resistência do conector, variando entre 502 e 530 kN. Após o pico, observou-se uma ligeira perda de capacidade resistente, dando lugar a uma fase residual estável com deslizamentos elevados, mas que caracterizam uma falha não dúctil. A variação do diâmetro da armadura revelou influência pouco significativa no desempenho global, uma vez que os diferentes modelos apresentaram tendências próximas em

termos de rigidez inicial e de resistência máxima e também não houve alteração na categoria de ductilidade e no modo de falha.

Com relação à variação da espessura da laje, em ambos os casos, a evolução carga *versus* deslizamento seguiu o comportamento típico: fase inicial linear com alta rigidez ao corte, pico de resistência, variando entre 461 e 548 kN, e fase residual pós carga de pico com deslizamentos elevados. No entanto, verificou-se que as lajes mais esbeltas, com 120 mm, apresentaram não só menor resistência ao corte, como também um decréscimo mais acentuado após o pico, impactando na ductilidade. Ainda, os resultados evidenciam que o aumento da altura da laje contribui para uma maior capacidade resistente do conector.



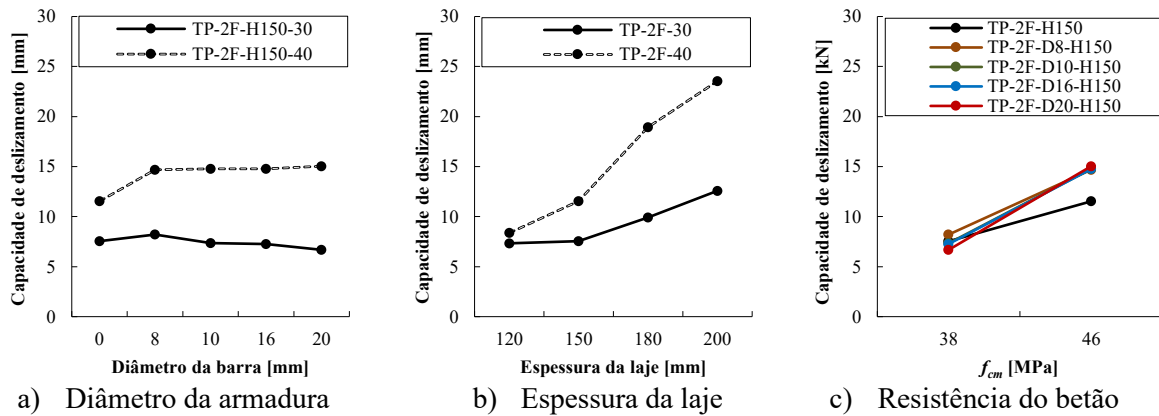
**Fig. 6:** Relação carga vs deslizamento dos conectores estudados

## 4.2 Avaliação da ductilidade

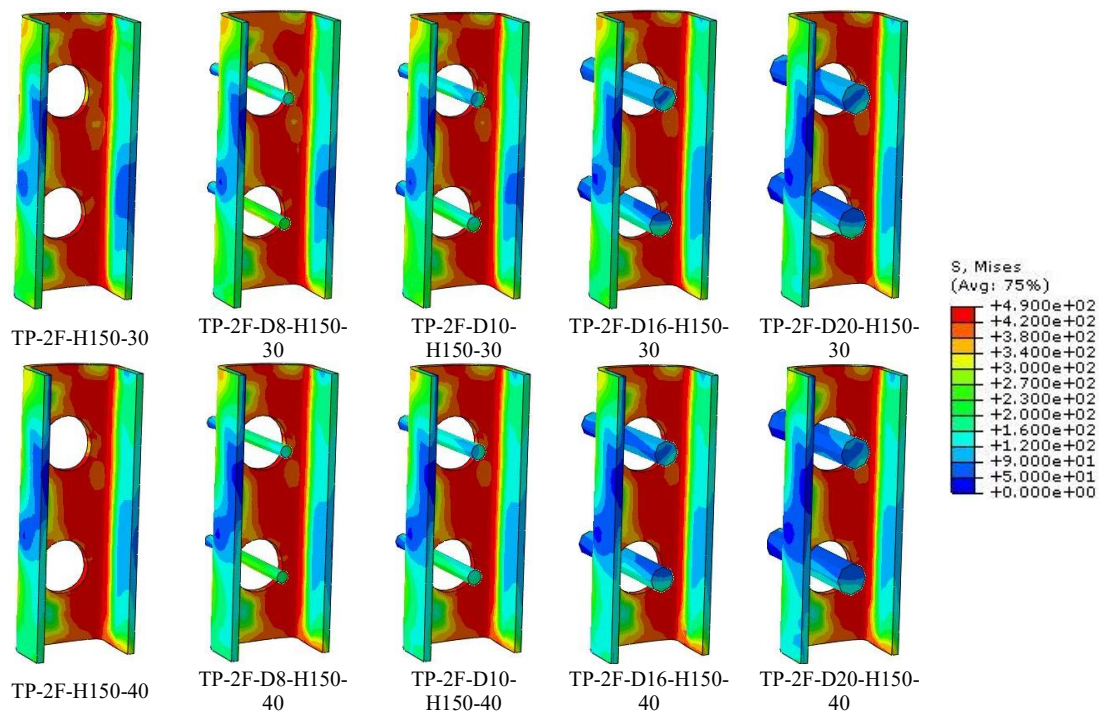
Para facilitar o entendimento com relação aos impactos na ductilidade, a Fig. 7 apresenta a influência dos parâmetros estudados na capacidade de deslizamento dos conectores. A adoção de armadura passante revelou um leve impacto na ductilidade da ligação, resultado que se encontra em consonância com investigações recentes sobre conectores *Perfobond* convencionais reforçados com armaduras passantes. Os modelos com armadura apresentaram incrementos, sobretudo para betão com resistência média de 46 MPa, de até 30% e 24% na capacidade de deslizamento e no fator de ductilidade, respectivamente. No entanto, apesar do uso da armadura contribuir para o aumento da capacidade de deslizamento, o aumento do diâmetro não contribuiu, principalmente para os modelos com a resistência média do betão igual a 38 MPa, indicando que, em betões de menor resistência, o modo de falha permanece condicionado pelo esmagamento do betão antes de a armadura poder mobilizar toda a sua capacidade. Ainda, a referida afirmação acerca do aumento do diâmetro pode ser corroborada pelo maior fator de ductilidade

apresentado pelo modelo com o menor diâmetro da barra de armadura. Estudos anteriores também concluíram que a diminuição do diâmetro da armadura contribui para o aumento da ductilidade [18].

A análise das tensões de von Mises confirmou que nenhuma das armaduras passantes atingiu a plastificação até o nível da carga máxima (Fig. 8), o que corrobora com a indicação de que o aumento do diâmetro não teve efeito relevante no comportamento global da ligação, pois não houve mobilização das armaduras. Do mesmo modo, a plastificação dos conectores apresentou semelhante dispersão em todos os modelos, sem alterações significativas no padrão de escoamento em função da presença ou do aumento do diâmetro da armadura passante, corroborando que o mecanismo permanece predominantemente governado pelo betão.



**Fig. 7:** Influência dos parâmetros estudados na capacidade de deslizamento ( $\delta_u$ )



**Fig. 8:** Escoamento dos conectores e das armaduras passantes para o nível de carga máxima

O aumento da espessura da laje, mantendo-se constante a altura do conector, proporcionou uma clara melhoria na ductilidade, que pode ser aferida por meio das relações carga *versus* deslizamento, pelos resultados apresentados na Tabela 2 e, principalmente, pela influência apresentada na Fig. 7. Para ambas as resistências do betão, verificou-se que lajes mais altas permitiram maiores capacidades de deslizamento, com incrementos particularmente relevantes entre 150

mm e 200 mm. Esta tendência sugere que a espessura adicional contribui para uma redistribuição mais eficaz das tensões, resultando em patamares de deslizamento mais elevados. Isto é, contribui para atrasar a degradação do betão e o patamar de deslizamento em que ocorre a resistência máxima, e aumentar a capacidade de deformação da conector, refletindo-se em ganhos de ductilidade. Por outro lado, as lajes mais esbeltas revelaram não só menor resistência como também comportamento mais frágil, com decréscimos acentuados após o pico.

A variação da resistência média do betão de 38 para 46 MPa resultou em incrementos consistentes de ductilidade em praticamente todos os modelos. Os modelos com  $f_{cm}$  igual a 46 MPa atingiram capacidades de deslizamento substancialmente superiores, em alguns casos duplicando os valores registados para  $f_{cm}$  igual a 38 MPa. Este comportamento pode ser explicado pelo aumento da resistência das cavilhas de betão.

## 5. Conclusões

Este artigo estudou o TPC, um conector de cisalhamento perfurado com seção transversal tubular por meio de análises numéricas. As principais conclusões deste estudo são:

1. todos os conectores apresentaram rigidez inicial elevada, resistência adequada e capacidade de deslizamento superior a 6 mm, satisfazendo os critérios de ductilidade estabelecidos pela EN 1994-1-1 [11]. Apesar disso, não foi observado um modo de falha totalmente dúctil, tendo ocorrido mecanismos combinados de esmagamento do betão e plastificação do conector;
2. a presença de armadura passante demonstrou ser um parâmetro que pode influenciar para o aumento da ductilidade, em particular quando há betões de maior resistência, onde o acréscimo pode chegar a 30%. No entanto, o aumento do diâmetro da armadura não produziu ganhos significativos, sobretudo em betões de menor resistência, sugerindo que o esmagamento do betão limita a mobilização plena da armadura;
3. lajes espessas proporcionaram acréscimos consistentes de resistência e ductilidade, atrasando a fissuração e melhorando o confinamento do conector. Em contraste, lajes mais esbeltas evidenciaram menor resistência e comportamento mais frágil;
4. o aumento da resistência média do betão de 38 para 46 MPa resultou em incrementos de ductilidade. Este comportamento sugere que o TPC se beneficia da utilização de betões de maior resistência, devido ao reforço do mecanismo de cavilha de betão.

## Agradecimentos

Os autores agradecem o suporte financeiro do Fundo Especial de Pesquisa (BOF) BOF20BL03, do CERG, da CAPES, do CNPq e da FAPERJ.

## Referências

- [1] SHRADDHA, P. S.; SUDHA, C.; LAKSHMIPATHY, Dr. M. “*Study on ductility behavior of different types of shear connectors in composite structural elements*”. International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET), 8(4), 339–353, 2017.
- [2] SPREMIĆ, M.; GLUHOVIĆ, N.; MARKOVIĆ, Z.; DOBRICĆ, J.; FILIPOVIĆ, A. “*Comparison of headed studs with perfobond shear connectors - experimental and numerical analysis*”, Proceedings of Eurosteel 2017, Copenhagen, Denmark, 2237–2246, 2017.

- [3] KIM, S. H.; KIM, K.-S.; HAN, O.; PARK, J.-S. “*Influence of transverse rebar on shear behavior of Y-type perfobond rib shear connection*”. Construction and Building Materials, 180, 254–264, 2018.
- [4] HUANG, W. ZHAN, Y.; LI, J.; WU, H.; XU, J.; SHAO, J. “*Effect of flange widths of T-type PBL shear connectors on the mechanical performance in negative bending moment region of steel-concrete composite beams*”. Structures, 66, 106846, 2024.
- [5] ZHENG, S.; LIU, Y.; YODA, T.; LIN, W. “*Parametric study on shear capacity of circular-hole and long-hole perfobond shear connector*”, Journal of Constructional Steel Research, 117, 64–80, 2016.
- [6] XU, Y.; HE, S.; GUAN, P.; MOSALLAM, A. S.; ZENG, J.; WAN, Z. ‘*Shear behavior of flexible-sleeve perfobond strip connectors: Experimental and analytical studies*’. Journal of Engineering Structures, 264, 2022.
- [7] SOUZA, K. L. B.; SILVA, A. T.; HENRIQUES, J.; VELLASCO, P. C. G. S.; RODRIGUES, M. C. “*Numerical analysis of proposed tubular perfobond shear connector*”. Proceedings of the XIV International Conference on Metal Structures, Poznań, Poland. Leiden: Routledge, pp. 235-241, 2021.
- [8] YU, Z.; HE, S.; MOSALLAM, A. S.; JIANG, S.; FENG, W. “*Experimental and numerical evaluation of perfobond rib shear connectors embedded in recycled aggregate concrete*”. Advances in Civil Engineering 2020, Hindawi, 2020.
- [9] ABAQUS Analysis user's manual. 6.14th ed. Rhode Island, United States of America, ABAQUS Inc S. Dassault Systèmes Simulia Corp. Johnston, 2014.
- [10] BS 5400-5: “*Steel, concrete and composite bridges. Part 5: Code of practice for the design of composite bridges*”, BSi, British Standard, London, 2005.
- [11] EUROCODE 4, EN 1994-1-1: “*Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*”, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004.
- [12] VIANNA, J. DA C.; ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, P. C. G.; COSTA-NEVES, L. F. “*Experimental study of Perfobond shear connectors in composite construction*”, Journal of Constructional Steel Research, 81, 62–75, 2013.
- [13] PAVLOVIC, M. S. “*Resistance of bolted shear connectors in prefabricated steel-concrete composite decks*”, Doctoral Dissertation – Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, 2013.
- [14] CEB-FIP. Model code: “*Model code for concrete structures*”, International Federation for Structural Concrete (FIB), Switzerland, 2010.
- [15] GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. “*Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS*”, Engineering Structures, 98, 38–48, 2015.
- [16] EUROCODE 4, prEN 1994-1-1: “*Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*”, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2024.
- [17] ARÉVALO, D.; HERNÁNDEZ, L.; GÓMEZ, C.; VELASTEGUÍ, G.; GUAMINGA, E.; BAQUERO, R.; DIBUJÉS, R. “*Structural performance of steel angle shear connectors with different orientation*”, Case Studies in Construction Materials, 14, 2021.
- [18] GU, J. C.; LIU, D.; DENG, W. Q.; ZHANG, J. D. “*Experimental study on the shear resistance of a comb-type perfobond rib shear connector*”. Journal of Constructional Steel Research, 158, 279–289, 2019.