

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA CONEXÃO ENTRE PERFIS DE AÇO ENFORMADOS A FRIO E BETÃO

			
Talita L. Silva Aluno de doutoramento ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho Guimarães, Portugal eng.talitalima@gmail.com	Isabel B. Valente Professor Auxiliar ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho Guimarães, Portugal isabelv@civil.uminho.pt	Joaquim A. O. Barros Professor catedrático ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho Guimarães, Portugal barros@civil.uminho.pt	André Malheiro Aluno de mestrado ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho Guimarães, Portugal a70008@alunos.uminho.pt

SUMÁRIO

Nesta investigação, estuda-se o sistema de conexão de uma configuração de pavimentos mistos em aço e betão, suportados por vigas metálicas em aço enformado a frio (EF) através de ensaios de tipo *push-out*. Devido à especificidade da seção transversal da viga mista em estudo e à propensão a instabilidade local dos perfis EF, os provetes e a configuração dos ensaios sugeridos na NP 1994-1-1:2011 foram adaptados. Os provetes são formados por um bloco de betão e dois perfis EF tipo C soldados e parcialmente embebidos. Durante os ensaios, foram considerados três comprimentos de embebimento. Os resultados indicam uma elevada rigidez, até a resistência máxima de corte, e uma capacidade de deformação reduzida. O nível de embebimento influencia a capacidade resistente e a tensão de corte máximas, e a rotura foi ocasionada por falha da conexão.

Palavras-chave: vigas mistas de aço e betão; perfis de aço formado a frio; ensaios *push-out*; conexão aço-betão.

1. INTRODUÇÃO

Os pavimentos mistos em aço em betão são, em geral, formados por uma viga metálica em aço laminado a quente que suporta uma laje de betão. A laje de betão pode ser executada

sobre uma chapa trapezoidal em aço enformado a frio (EF), que antes da betonagem é utilizada como cofragem e, posteriormente, contribui para a ação estrutural.

Quando as vigas metálicas são realizadas com aço enformado a frio (EF), algumas das vantagens já normalmente conferidas pelas soluções mistas são potencializadas, em comparação com alguns pavimentos tradicionais, como a maior leveza e redução dos materiais devido à pequena espessura dos elementos EF.

A ação mista entre a viga metálica e a laje de betão é atingida através de conectores de corte. Quando a ligação natural entre os distintos componentes falha, e não há um sistema de conexão para absorver e transferir os esforços, ocorre escorregamento horizontal e separação vertical (*uplift*) na interface aço-betão, o que promove a redução da capacidade resistente. Além disso, não há uma utilização eficiente dos materiais, pois a estrutura falha antes que a capacidade resistente dos seus componentes seja atingida.

Conectores de corte mecânicos são elementos metálicos, dispostos ao longo do eixo longitudinal da viga metálica, que transferem as tensões de corte entre a viga metálica e a laje de betão [1,2,3].

Estes conectores são avaliados consoante sua capacidade resistente e ductilidade, para além da capacidade de reduzir o escorregamento e a separação vertical entre os elementos de aço e de betão. Os ensaios de corte direto, conhecidos como *push-out*, são amplamente considerados para avaliar estas características devido à relação direta que se pode estabelecer entre o carregamento aplicado no provete e as forças de corte transmitidas aos conectores.

No Eurocódigo 4 [4] são definidos procedimentos para ensaios de corte direto, ensaios de arranque, em conectores do tipo perno de cabeça. De acordo com [4], os conectores podem ser categorizados como dúcteis quando a sua capacidade de escorregamento característica (δ_{uk}) for igual ou superior à 6 mm.

Os pernos de cabeça ou os conectores lineares foram desenvolvidos tendo em conta as especificidades do aço laminado a quente. Logo, não são adequados para o aço enformado a frio, em grande parte, devido à pequena espessura dos membros EF e à necessidade de soldadura. Por esse motivo, durante os últimos anos, diversos estudos foram realizados a fim de desenvolver sistemas de conexão adequados para elementos EF. Estes estudos foram, em muitos casos, governados por ensaios de corte direto, nos quais a configuração de ensaios proposta em [4] ou em outras normativas similares [5] foi utilizada [2,6,7]. Entretanto, quando novos sistemas de conexão são avaliados, a configuração e dimensões proposta no Eurocódigo 4 [4] é muitas vezes adaptada [8,9]. Alguns estudos dos novos sistemas de conexão adequados para o aço EF foram conduzidos somente com ensaios de flexão em vigas [10,11].

Malite [2] analisou três tipos de sistemas de conexão formado por chapas metálicas em aço EF (cantoneira simples, cantoneira enrijecida, e perfil em U). Hanaor [6] propôs dois tipos de conectores mecânicos para pavimentos mistos em aço EF e betão que podem ser instalados antes ou após a betonagem. Irwan *et al.* e Lakkavalli e Liu [8,9,12] desenvolveram um sistema de conexão onde a viga metálica é parcialmente embebida na

laje de betão e alguns recortes são realizadas nas bancas embebidos dos perfis. Hsu *et al.* [10] desenvolveram um sistema de conexão produzido por uma chapa de aço EF, com cortes realizados nos bancas, que é disposta ao longo de todo o comprimento longitudinal da viga metálica em aço EF, e a fixação ocorre por meio de parafusos. Lawson e Taufiq [11] propuseram uma configuração de vigas mistas em aço EF e betão onde a viga metálica é formada por perfis tipo C que atuam como reforço à tração e potencializam a resistência ao corte. Para otimizar a ação mista, são instaladas perfurações/relevos ou parafusos nos perfis de tipo C. Bamaga *et al.* [7,13] investigaram um sistema de conexão apropriado para vigas mistas em aço EF e betão, onde os conectores são formados por chapas em aço EF do tipo L invertido ou T ou chapas em aço laminado a quente tipo I.

Neste trabalho, é estudado um sistema de conexão para vigas mistas em aço EF e betão, formado por uma viga metálica composta de perfis EF tipo C, similar ao proposto em [11]. A viga metálica forma uma seção U que é preenchida com betão. Os perfis tipo C são fixados uns aos outros por parafusos M6 ou soldadura. As abas do perfil posicionado na base são embebidas no betão durante a betonagem para aprimorar a transferência de corte entre o aço EF e o betão. Dada a configuração de vigas mistas proposta nesta investigação, na qual se desconsidera a utilização de sistemas de conexão mecânicos, como o perno de cabeça, o estudo da conexão entre os perfis de aço EF e o betão torna-se imprescindível. Logo, esta investigação foi conduzida através da metodologia experimental, com base em ensaios de tipo *push-out*, tendo em conta uma adaptação da configuração de ensaios sugerida em [4].

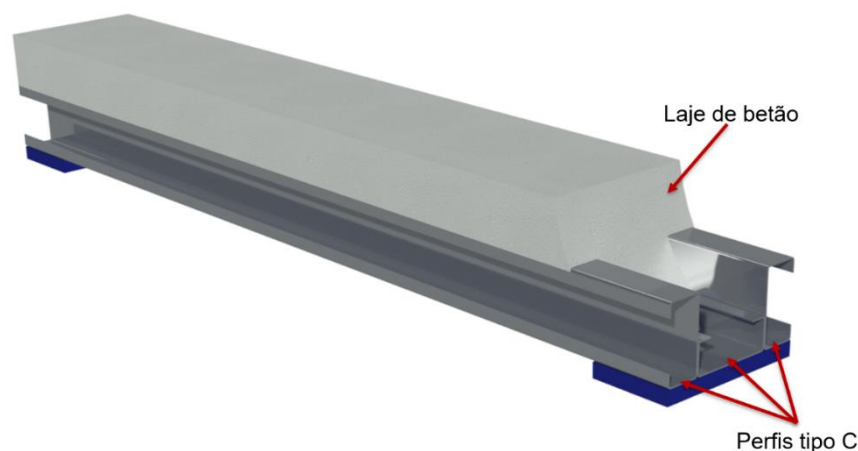


Figura 1. Viga mista em estudo.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Nesta seção, descreve-se o programa experimental realizado neste estudo, o que engloba a descrição dos provetes, a caracterização das propriedades dos materiais e a configuração dos ensaios.

2.1 Provetes

Os provetes ensaiados nesta investigação experimental foram modificados em relação à geometria proposta em [4], de forma a ter em conta a secção transversal específica da viga mista proposta neste estudo.

Os provetes testados são formados por um bloco de betão, ao invés de duas lajes de betão, e dois perfis do tipo C (soldados costa com costa) parcialmente embebidos durante a betonagem (ver Figura 2). As dimensões dos provetes foram definidas tendo em conta um estudo analítico e numérico previamente desenvolvido em [14]. O bloco de betão foi projetado mais largo do que os perfis tipo C e a altura do bloco foi definida de forma que a rotura ocorresse sempre na interface aço-betão e, assim, fossem descartadas roturas prematuras nos componentes da estrutura (betão e perfis de aço EF). Os perfis foram selecionados tendo em conta a disponibilidade de mercado, sendo os mesmos definidos para o estudo experimental das vigas mistas em [14], com 2.0 mm de espessura. As dimensões dos provetes estão descritas na Figura 2.

Durante a campanha experimental, para além da ligação entre o aço EF e o betão, foi avaliado o comprimento de embebimento dos perfis metálicos. Foram considerados três níveis de embebimento: 100 mm, 125 mm e 150 mm. Para cada nível de embebimento, foram testados três provetes.

Tendo em conta que se pretende avaliar a ligação entre o perfil tipo C posicionado na base da viga e o elemento de betão, a ligação entre as demais superfícies de contato entre o aço e o betão foi desligada. Com isso, durante a betonagem, a ligação natural entre a superfície exterior dos perfis tipo C e o betão foi eliminada, como se verifica na Figura 2. Na superfície inferior do provete (ver Figura 2.b-c) foi criado um espaço vazio para garantir que a resistência ao corte é obtida somente pelo contributo da interface aço-betão.

Para evitar deformações durante o carregamento foi instalada uma chapa metálica (40 x 80 x 5 mm³) entre as abas dos perfis (ver Figura 2). Estas chapas foram fixadas aos perfis com parafusos do tipo M12. Na superfície superior dos perfis tipo C foi aplicada massa de ferro para corrigir possíveis irregularidades resultantes do processo de fabrico.

2.2 Propriedades dos materiais

A seleção do betão foi realizada consoante uma análise preliminar realizada no dimensionamento das vigas mistas estudadas em [14]. O betão dos provetes apresenta as seguintes características: classe de resistência à compressão C30/37; classe de exposição com risco de corrosão induzido por carbonatação XC4; classe de consistência expressa pelo abaixamento S3; classe do teor de cloretos CL 0.40; dimensão máxima do agregado D14. O betão foi caracterizado aos 28 dias, através do módulo de elasticidade ($E_{cm} = 29.2$ GPa), de acordo com as indicações de [15], e da resistência à compressão ($f_{cm} = 34.2$ MPa), segundo os procedimentos descritos em [16]. Os perfis tipo C de aço EF são da classe S280, de acordo com a especificação dos fabricantes.

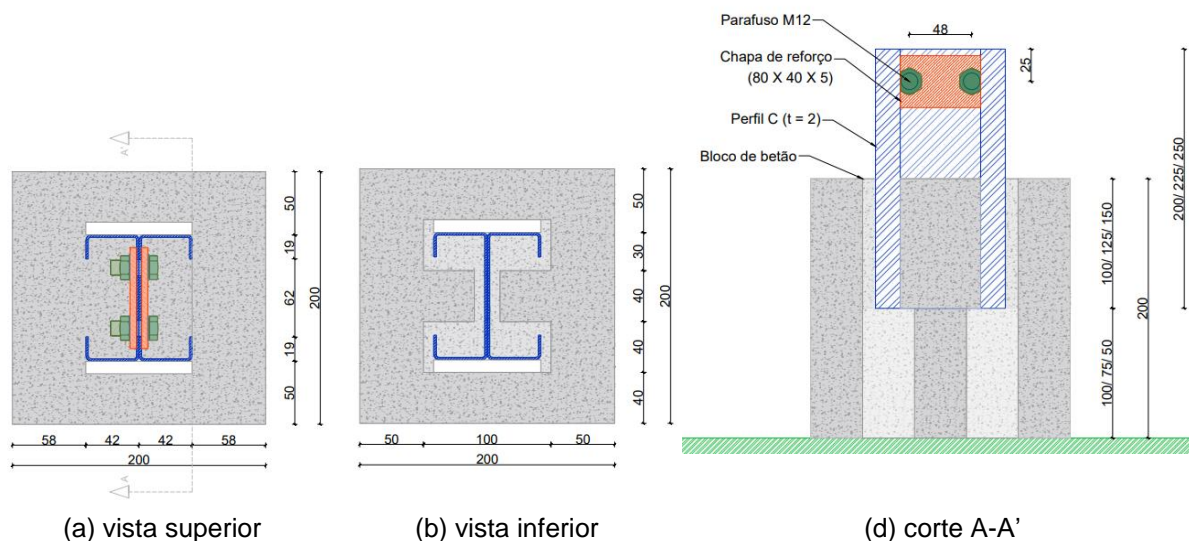


Figura 2. Configuração dos provetes do tipo *push-out*.

2.3 Configuração dos ensaios

Uma vez que os provetes são diferentes da configuração sugerida em [4], os ensaios foram conduzidos de forma a prevenir a rotura prematura dos provetes, bem como as deformações locais nos perfis do tipo C. O ensaio consistiu na aplicação de uma força de compressão uniaxial nos perfis de aço EF e mediu-se o escorregamento destes elementos em relação ao bloco de betão. A configuração dos ensaios *push-out* realizados neste estudo é apresentada na Figura 3.

Para medir o movimento relativo entre o aço EF e o betão, quatro Transdutores Diferenciais Variáveis Lineares (LVDTs) foram posicionados nas superfícies laterais do bloco de betão, para medir o deslocamento em cada aba dos perfis metálicos. Um transdutor foi posicionado na parte inferior do bloco de betão para medir o escorregamento da extremidade livre dos perfis (ver Figura 3). Os provetes foram dispostos sobre um bloco metálico rígido, com uma abertura circular para possibilitar a instalação do LVDT que mede a extremidade livre dos perfis. Este bloco de aço foi disposto e fixado sobre a estrutura de reação. Uma chapa de aço foi utilizada para distribuir uniformemente o carregamento sobre os perfis. Entre esta chapa e o atuador, foi utilizada uma rótula para ajustar o carregamento (ver Figura 3).

Os ensaios foram realizados através de um carregamento de curta duração controlado pelo deslocamento do atuador. A taxa de deslocamento foi ajustada durante os primeiros ensaios. O primeiro provete P_L150_01 foi ensaiado com uma taxa de deslocamento no atuador de $2 \mu\text{m/s}$, durante todo o ensaio. Devido ao longo tempo de ensaio (aproximadamente 2h e 30 min), a taxa de deslocamento no atuador foi alterada para $5 \mu\text{m/s}$ (proвете P_L150_02) após serem atingidos os 8 mm. Como resultado, verificou-se um ligeiro aumento da capacidade de carga residual após mudança da taxa de deslocamento, que foi confirmada com o provete P_L150_03. Por esse motivo, decidiu-se atrasar e reduzir a mudança da taxa de deslocamento. Todos os restantes provetes foram carregados com uma taxa de deslocamento de $2 \mu\text{m/s}$ até serem atingidos os 12 mm de deslocamento e, a partir desse momento, com uma taxa de deslocamento de $4 \mu\text{m/s}$.

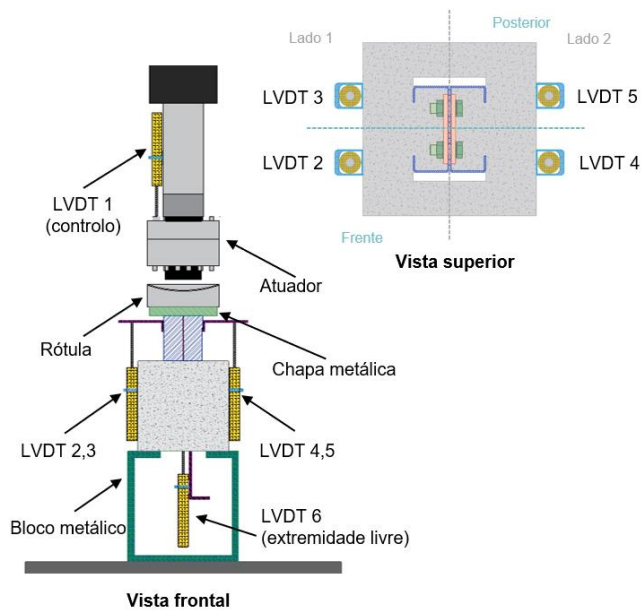


Figura 3. Configuração dos ensaios *push-out*.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A discussão dos resultados apresentados nesta secção abrange a avaliação da capacidade de carga e do escorregamento, a análise da influência do nível de embebição na capacidade de carga e na tensão de corte máxima e a identificação dos modos de rotura evidenciados.

3.1 Capacidade de carga e escorregamento

A evolução da curva que relaciona a capacidade de carga e o escorregamento é coerente entre os provetes ensaiados. Estes provetes demonstraram um comportamento linear elástico, com elevada rigidez, até a capacidade máxima de corte ser atingida. Até este nível, o escorregamento medido em todas as posições é consideravelmente pequeno. O escorregamento na extremidade livre dos perfis (parte inferior dos provetes) é sempre inferior ao escorregamento medido nas abas superiores dos perfis.

Como expectável, após atingir a capacidade máxima de carga, os provetes apresentam um comportamento frágil com uma perda da capacidade resistente que ocorre de forma repentina e expressiva.

Este comportamento resulta da falha na aderência natural entre os perfis de aço EF e o bloco betão. Uma vez que não existe mais nenhuma ligação entre os diferentes componentes do provete, os níveis de escorregamento começam a ser significativamente maiores. Na última fase dos ensaios, os provetes apresentam um comportamento não linear onde se evidencia uma força residual, causada por fricção na interface aço-betão.

Apesar da estabilidade observada nesta fase residual, verificou-se que os provetes apresentam um ligeiro e constante aumento da capacidade resistente. Este aumento da

capacidade resistente foi mais expressivo para os provetes com menores níveis de embebimento (P_L125 e P_L100).

Foram encontradas duas razões para este efeito. A primeira está relacionada com a maior área de betão confinado entre os perfis de aço EF. Durante esta fase dos ensaios, existe um maior comprimento de embebimento dos perfis que aumenta a área de betão confinado. A segunda razão encontrada para este efeito está relacionada com contribuição da superfície intacta dos perfis EF que entram no provete, pois a mesma contém uma rugosidade diferente.

Apesar da grande coerência nos resultados obtidos entre os provetes ensaiados, verificou-se uma pequena divergência nos resultados de dois provetes. O provete P_L125_03 apresentou uma capacidade de carga mais baixa e a perda da capacidade resistente foi mais branda na fase pós-pico, em comparação com os demais provetes do grupo P_L125. No provete P_L150_01, foram observadas algumas oscilações da capacidade de carga durante o pós-pico. Essas flutuações foram causadas por problemas detetados no filtro de pressão do atuador.

O Quadro 1 expõe os resultados obtidos em todos os ensaios. A relação entre a carga e o escorregamento medido nos vários provetes é apresentada na Figura 4.

Quadro 1. Resultados obtidos durante os ensaios de tipo *push-out*.

Provete	P_{max} [kN]	Média P_{max} [kN]	CV [%]	$s_{m,max}$ [mm]	$s_{f,max}$ [mm]	τ_{max} [MPa]	P_{Rk} [kN]	$s_{f,Rk}$ [mm]
P_L150_01	108,54	105,54	4.89	0,31	0,099	1,46	97,69	0,39
P_L150_02	108,49			0,11	0,089	1,46	97,64	0,29
P_L150_03	99,58			0,20	0,074	1,34	89,62	0,36
P_L125_01	106,31	101,19	11.78	0,07	0,108	1,71	95,68	0,29
P_L125_02	109,69			0,11	0,090	1,77	98,72	0,28
P_L125_03	87,57			0,67	0,414	1,41	78,81	1,25
P_L100_01	88,13	84,88	3.34	0,11	0,128	1,78	79,32	0,28
P_L100_02	82,91			0,12	0,070	1,67	74,62	0,23
P_L100_03	83,60			0,15	0,076	1,69	75,24	0,22

Onde,

P indica provete do *push-out*;

L indica o comprimento de embebimento, em mm;

P_{max} é a capacidade máxima de carga;

CV é o coeficiente de variação da amostra em relação à média do respetivo grupo;

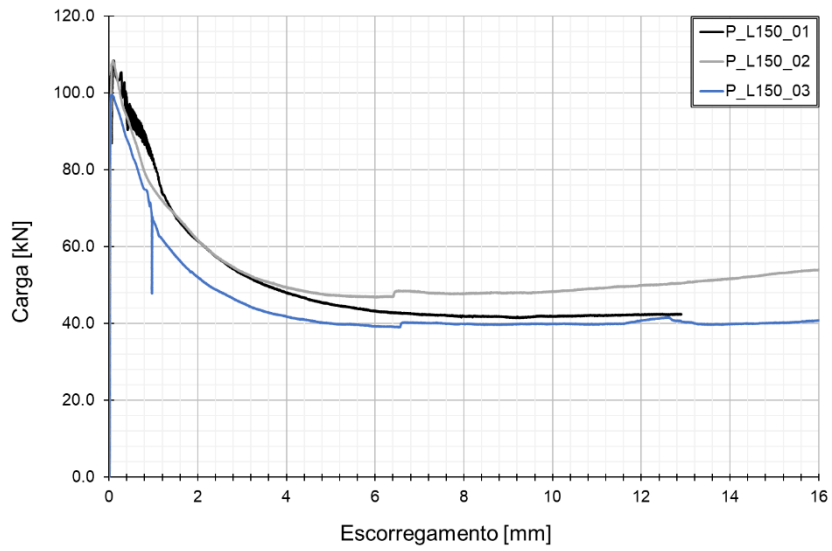
$s_{m,max}$ é o escorregamento correspondente à capacidade máxima (obtido através da média dos 4 LVDTs que medem o escorregamento em relação às abas dos perfis);

$s_{f,max}$ é o escorregamento correspondente à capacidade de carga máxima medido na extremidade livre dos perfis;

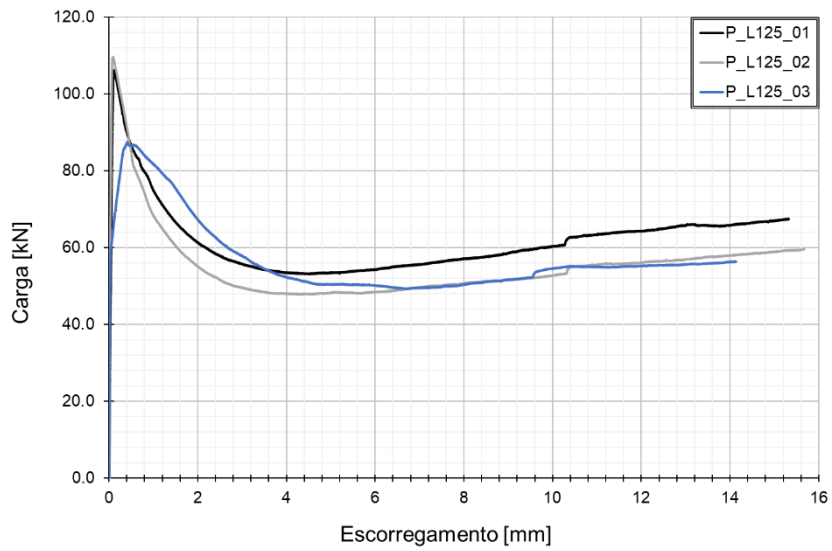
τ_{max} corresponde à tensão máxima de corte, calculada através da equação X;

P_{Rk} é a capacidade de carga característica, que representa 90% da capacidade de carga máxima;

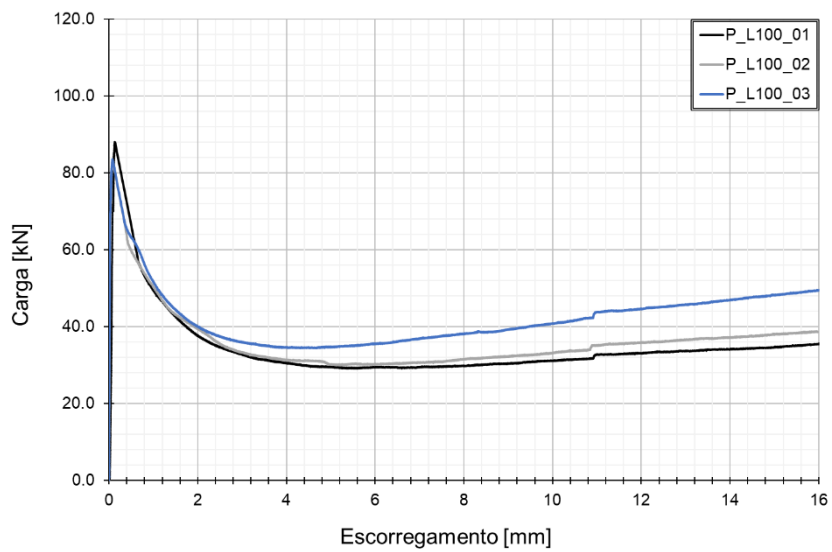
$s_{f,Rk}$ é o escorregamento correspondente a capacidade de carga característica, na fase de pós-pico.



(a) P_L150



(b) P_L125



(c) P_L100

Figura 4. Carga versus escorregamento nos provetes.

O escorregamento medido nas diferentes posições dos provetes indicou resultados próximos entre si. O escorregamento médio, correspondente à capacidade máxima, medido a partir das abas dos perfis, foi sempre superior ao medido na extremidade livre dos perfis (parte inferior dos provetes). Entretanto, este comportamento não foi verificado nos provetes P_L100_01 e P_L125_01, como exposto no Quadro 1.

3.2 Influência do nível de embebedimento na capacidade de carga e tensão de corte máximas

Como expectável, o comprimento de embebedimento demonstrou importante influência na capacidade de carga máxima dos provetes. Os provetes do grupo P_L150 apresentaram maiores níveis de capacidade de carga do que os provetes dos grupos P_L125 e P_L100. Entretanto, a diferença em relação à capacidade resistente não foi proporcional entre os vários níveis de embebedimento e não foi observada em todos os provetes.

Entre os grupos P_L100 e P_L125 houve um aumento médio da capacidade resistente de aproximadamente 19,21%, e entre os grupos P_L100 e P_L150 houve um acréscimo de 24,34%. Entretanto, entre os grupos P_L125 e P_L150, este aumento foi significativamente menor. A capacidade de carga máxima dos provetes do grupo P_L100 variou entre 82,91 kN e 88,13 kN. Como o coeficiente de variação deste parâmetro foi inferior a 10%, os resultados deste grupo foram consistentes. A capacidade de carga máxima dos provetes do grupo P_L150 variou entre 99,58 kN e 108,54 kN. Os coeficientes de variação dos provetes desse grupo também foram inferiores a 10%. Para o grupo P_L125, a capacidade resistente máxima variou entre 87,57 kN e 109,69 kN. Esta discrepância foi ocasionada pelo provete P_L125_03, que apresentou a uma capacidade de carga significativamente menor do que os restantes provetes com o mesmo embebedimento.

Além da menor capacidade resistente, o provete P_L125_03 apresentou um comportamento ligeiramente diferente dos restantes provetes. Enquanto, em geral, os provetes apresentaram um comportamento linear elástico com elevada rigidez até a capacidade de carga máxima ser atingida, o provete P_L125_03, demonstrou uma redução da rigidez na fase ascendente, a partir de aproximadamente 60 kN.

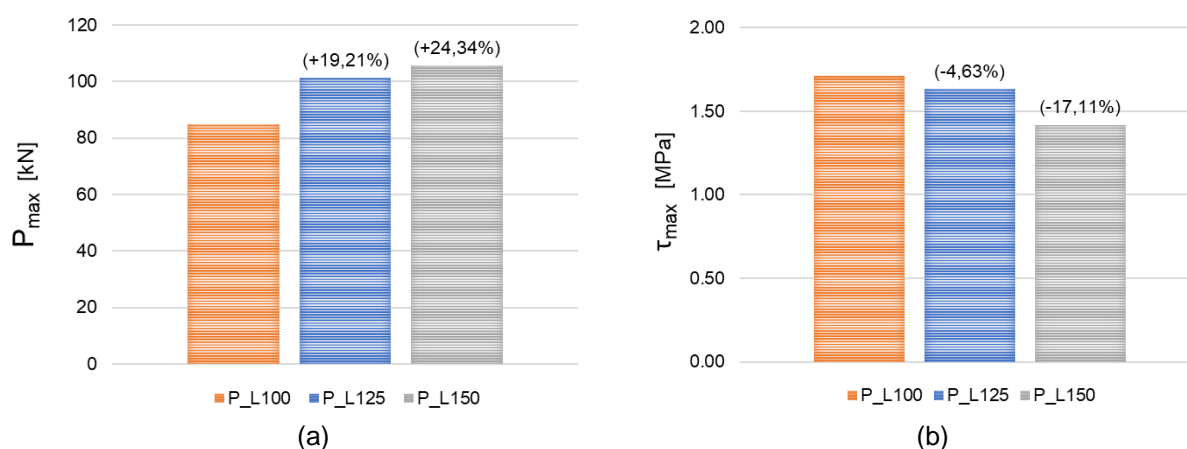


Figura 6. Influência do nível de embebedimento na: (a) capacidade de carga máxima e; (b) tensão máxima. Nota: valores em parenteses representam a o aumento percentual em relação ao grupo P_L100.

A tensão máxima de corte foi calculada através da relação entre a capacidade de carga máxima e a área de contato entre o aço EF e o betão, como verifica-se na Equação 1. Uma vez que a tensão de corte é influenciada por estes parâmetros, área de contato e capacidade resistente, e que a variação da capacidade de carga não foi proporcional ao nível do comprimento de embebimento, a tensão máxima de corte expressou o mesmo comportamento. A tensão máxima de corte variou entre 1,67 MPa e 1,78 MPa para o grupo P_L100, entre 1,41 MPa e 1,77 MPa para o grupo P_L125 e entre 1,34 MPa e 1,46 MPa para o grupo P_L150.

$$\tau_{max} = \frac{P_{max}}{A_c} \quad (1)$$

A Figura 6.b apresenta os valores médios da tensão de corte máxima de cada grupo. Como pode ser verificado na Figura 6.b, o valor da tensão máxima de corte reduziu quando o nível de embebimento aumentou. Entre os provetes P_L100 e P_L125 houve um decréscimo de aproximadamente 4,63% e entre os grupos P_L100 e P_L150 verificou-se uma redução de aproximadamente 17,11%.

3.3 Modos de rotura

Como mencionado previamente, após atingir a capacidade resistente máxima, os provetes apresentaram um comportamento frágil associado com uma rápida redução da força de corte. A falha de todos os provetes foi governada pela rotura da aderência natural entre o aço EF e o betão. Logo, o colapso dos provetes foi ocasionado pela falha da interface.

A Figura 7 apresenta a parte inferior dos provetes (área vazia) antes e após a aplicação do carregamento. A partir da Figura 7, verifica-se que ocorreu somente o escorregamento dos perfis de aço EF, e que o carregamento imposto aos provetes não promoveu o deslocamento do betão confinado entre os perfis C. Entretanto, observou-se que o escorregamento dos perfis foi acompanhado por uma camada superficial e fina de betão, que ficou presa nas bordas inferiores dos perfis, devido ao processo de betonagem.



Figura 7. Parte inferior (área vazia) do provete P_L150_01: (a) antes do ensaio; (b) depois do ensaio.

Nos provetes P_L150_01 e P_L125_03 foram observadas aberturas de fendas na superfície lateral, transversal às abas dos perfis, que se desenvolveram longitudinalmente, da base para o topo, ao longo da altura do bloco de betão. A largura e comprimento dessas fissuras eram relativamente pequenas, como se verifica na Figura 8.a. Logo, acredita-se que as mesmas não contribuíram para a falha global dos provetes. A causa destas fissuras está associada às tensões de tração que se originam na parte inferior dos provetes. Uma vez que os provetes eram suportados por um bloco metálico durante os ensaios, a parte inferior do bloco estava sujeita a esforços de compressão e, com isso, o bloco de betão tende a expandir nas zonas laterais e criar tensões de tração nestas zonas.

Após a realização dos ensaios, os provetes foram abertos para analisar a interface aço-betão. Como observa-se na Figura 8.b, a interface entre o aço e o betão é marcada por um efeito uniforme da ligação natural e de fricção. Em alguns provetes, como aqueles do grupo P_L150, verificou-se uma pequena distorção dos banzos dos perfis em aço EF (ver Figura 8.c). Todavia, assumiu-se que estas ligeiras deformações não foram suficientes para alterar significativamente o comportamento global dos provetes.

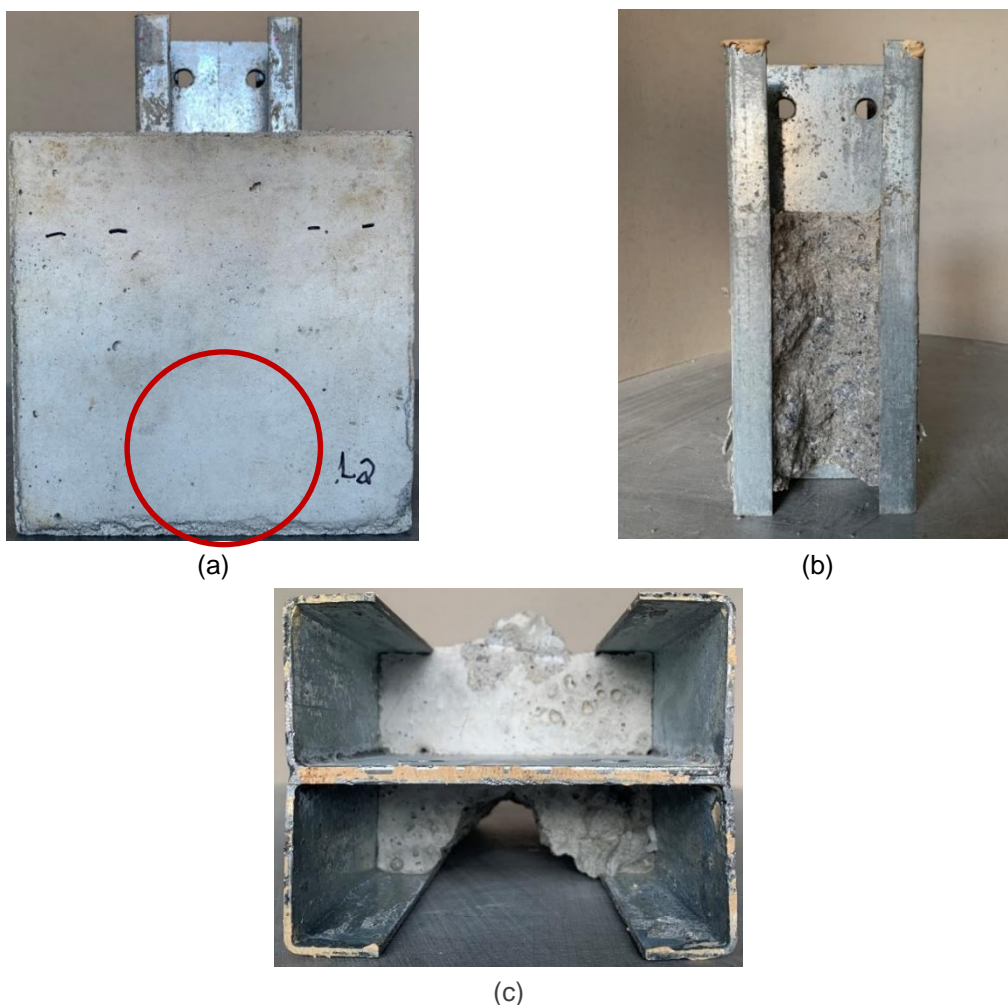


Figura 8. Provetes após os ensaios: (a) vista da superfície lateral com pequenas fendas (provete P_L125_03); (b) vista frontal do perfil tipo C após abertura no bloco de betão (provete P_L150_01); (c) vista superior dos perfis tipo (provete P_L150_01).

4. CONCLUSÕES

Ao considerar a configuração de vigas mistas proposta nesta investigação, na qual se descarta a utilização de sistemas de conexão mecânicos, o estudo da ligação entre o aço enformado a frio e o betão torna-se imprescindível. Neste trabalho, foi avaliada a conexão entre perfis de aço EF e o betão, através da metodologia experimental, por meio de ensaios de corte direto (*push-out*). Com base no estudo desenvolvido, destacam-se os principais resultados:

1. O comportamento carga *versus* escorregamento de todos os provetes ensaiados foi marcado por uma fase inicial linear elástica, com elevada rigidez até que a capacidade de corte máxima fosse atingida, seguida por um pós-pico frágil, com uma repentina e significativa perda da capacidade de resistente. Após o pós-pico, os provetes apresentam uma força de corte residual, ocasionada pelos esforços de fricção entre o aço EF e o betão;
2. Como expectável, o comprimento de embebimento demonstrou influência na capacidade de carga máxima dos provetes. Os provetes do grupo P_L150 apresentaram maiores níveis de capacidade de carga do que os provetes dos grupos P_L125 e P_L100. Entretanto, a diferença em relação à capacidade resistente não foi uniforme entre todos os provetes;
3. O nível de embebimento também mostrou influência na tensão máxima de corte, ao apresentar um comportamento inversamente proporcional. Em geral, o valor médio da tensão de corte máxima reduziu-se quando o nível de embebimento aumentou;
4. A avaliação do escorregamento dos perfis em relação ao bloco de betão nas diversas posições apresentou predominantemente resultados coerentes. Todavia, nos provetes P_L100_01 e P_L125_01, o escorregamento médio dos LVDTs que medem o escorregamento a partir das abas dos perfis foi inferior ao escorregamento medido na extremidade livre. Em geral, este comportamento foi atribuído a pequenas excentricidades durante esta fase do carregamento. Estes resultados enfatizam a importância de realizar medições em diversas posições, especialmente na extremidade livre dos perfis.
5. A falha de todos os provetes foi governada pela rotura da aderência natural entre o aço EF e o betão;
6. A configuração dos provetes selecionada (adaptação da proposta em [4]) para reproduzir os ensaios de corte direto mostrou-se apropriada para avaliar a conexão entre o aço EF e o betão, dada as dimensões consideradas e os níveis de tensões de corte obtidos nestes ensaios.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da FCT - Fundação para Ciência e Tecnologia, ao abrigo do contrato da bolsa de doutoramento (SFRH/BD/148382/2019) atribuída ao autor Talita L. Silva.

REFERÊNCIAS

- [1] Cruz, P.; Valente, I.; Veríssimo, G.; Paes, J. L.; Fakury, R. – “Desenvolvimentos Recentes no Domínio da Conexão Aço-Concreto no Contexto das Estruturas Mistas”, *Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, 20, 2006.
- [2] Malite, M. – *Análise do Comportamento Estrutural de Vigas Mistas Aço-Concreto Constituídas por Perfis de Chapa Dobrada*, Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, 1993.
- [3] Pfeil, W.; Pfeil, M.– *Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008* (8 a Edição). LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2009.
- [4] NP EN1994-1-1:2011 – *Eurocódigo 4 - Projecto de estruturas mistas aço-betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios edifícios*, 2011.
- [5] BS5400 – *BSI BS 5400: Part 5: 1979: Code of practice for design of composite bridges*. London: British Standard Institution, 1979.
- [6] Hanaor, A. – “Tests of composite beams with cold-formed sections”, *Journal of Constructional Steel Research*, 54(2), 2000, p. 245–264. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(99\)00046-2](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(99)00046-2).
- [7] Bamaga, S. O.; Tahir, M. M.; Tan, C. S.; Shek, P. N.; Aghlara, R. – “Push-out tests on three innovative shear connectors for composite cold-formed steel concrete beams”, *Construction and Building Materials*, 223, 2019, p. 288–298. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.223>.
- [8] Lakkavalli, B. S.; Liu, Y. – “Experimental study of composite cold-formed steel C-section floor joists”, *Journal of Constructional Steel Research*, 62(10), 2006, p. 995–1006. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.02.003>.
- [9] Irwan, J. M.; Hanizah, A. H.; Azmi, I.; Koh, H. B. – “Large-scale test of symmetric cold-formed steel (CFS) concrete composite beams with BTTST enhancement”, *Journal of Constructional Steel Research*, 67(4), 2011, p. 720–726. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.11.008>.
- [10] Hsu, C. T. T.; Punurai, S.; Punurai, W.; Majdi, Y. – “New composite beams having cold-formed steel joists and concrete slab”, *Engineering Structures*, 71, 2014, p. 187–200. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.011>.
- [11] Lawson, R. M.; Taufiq, H. – “Partial shear connection in light steel composite beams”, *Journal of Constructional Steel Research*, 154, 2009, p. 55–66. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.11.005>.
- [12] Irwan, J. M.; Hanizah, A. H.; Azmi, I. – “Test of shear transfer enhancement in symmetric cold-formed steel-concrete composite beams”, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(12), 2009, p. 2087–2098. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.07.008>.
- [13] Bamaga, S. O.; Tahir, M. M.; Ngian, S. P.; Mohamad, S.; Sulaiman, A.; Aghlara, R. – “Structural behaviour of cold-formed steel of double c-lipped channel sections integrated with concrete slabs as composite beams”, *Latin American Journal of Solids and Structures*, 16(5), 2019, p. 1–15. <https://doi.org/10.1590/1679-78255515>.
- [14] Silva, Talita L. – Development of an innovative connection system for cold-formed steel and concrete composite floor, Thesis Project for the Doctoral Programme in Civil Eng, University of Minho, 2022.
- [15] EN 12390-13 – *Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression*, 2013.
- [16] EN 12390-3 – *Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens*, 2011