



**Estudo da ligação aço-betão para vigas mistas
com perfis metálicos enformados a frio**

André Vieira Malheiro

Uminho | 2022

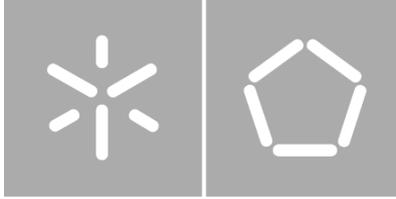


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

André Vieira Malheiro

**Estudo da ligação aço-betão para
vigas mistas com perfis metálicos
enformados a frio**

julho de 2022



Universidade do Minho

Escola de Engenharia

André Vieira Malheiro

**Estudo da ligação aço-betão para
vigas mistas com perfis metálicos
enformados a frio**

Dissertação de Mestrado

Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao

Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho realizado sob a orientação da

**Professora Doutora Maria Isabel
Brito Valente**

DIREITOS DE AUTOR E CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO TRABALHO POR TERCEIROS

Este é um trabalho académico que pode ser utilizado por terceiros desde que respeitadas as regras e boas práticas internacionalmente aceites, no que concerne aos direitos de autor e direitos conexos.

Assim, o presente trabalho pode ser utilizado nos termos previstos na licença abaixo indicada.

Caso o utilizador necessite de permissão para poder fazer um uso do trabalho em condições não previstas no licenciamento indicado, deverá contactar o autor, através do RepositóriUM da Universidade do Minho.



Atribuição-NãoComercial-SemDerivações

CC BY-NC-ND

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>

AGRADECIMENTOS

Aproveito este momento para manifestar meu agradecimento a todas as pessoas que fizeram parte desta jornada e que contribuíram para que o meu percurso académico fosse especial e enriquecedor. Quero deixar um especial agradecimento a algumas figuras que contribuíram de modo determinante para a realização desta dissertação:

A Professora Doutora Isabel Valente, a orientadora desta dissertação, quero expressar a minha gratidão por ter estado sempre disponível durante todo o trabalho, pela dedicação e conhecimento partilhado;

A todos os técnicos do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho especialmente ao Sr. Matos pela prontidão no auxílio prestado, boa disposição e compreensão;

Aos meus Pais que proporcionaram as oportunidades para que eu tivesse uma educação superior, por me incentivarem a perseguir os meus objetivos e por todo o apoio prestado até aqui. Muito obrigado por tudo;

Aos meus amigos e familiares e amigos que sempre demonstram palavras de encorajamento e apoio.

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter atuado com integridade na elaboração do presente trabalho acadêmico e confirmo que não recorri à prática de plágio nem a qualquer forma de utilização indevida ou falsificação de informações ou resultados em nenhuma das etapas conducente à sua elaboração.

Mais declaro que conheço e que respeitei o Código de Conduta Ética da Universidade do Minho.

A indústria da construção é caracterizada pela sua intensa atividade a nível global, o que tem implicações negativas no meio ambiente que resultam em parte dos materiais utilizados, nomeadamente o aço e o betão. Estima-se que a indústria da construção venha a crescer ainda mais nos próximos anos tornando-se necessário adotar praticas que garantam a utilização dos recursos naturais de forma mais sustentável.

Os pavimentos mistos em aço e betão são uma solução construtiva que utiliza uma chapa colaborante sobre a qual se coloca a camada de betão. Este sistema estrutural atua de modo eficiente, ficando a chapa sujeita a esforços de tração e o betão a esforços de compressão. O sistema utiliza uma menor quantidade de material resultando em estruturas mais leves, e para além disso, dispensa a utilização de cofragem, sendo uma solução que requer pouco tempo para ser implementada.

O presente trabalho foca-se no estudo de dois sistemas de conexão com características inovadoras a aplicar num sistema de construtivo para pavimentos mistos que apresenta também características inovadoras. O sistema construtivo é constituído por perfis enformados a frio de tipo C que se associam entre si formando uma secção em U que é preenchida com betão aproveitando a altura das lajes para criar a camada de compressão.

Com o objetivo de estudar a contribuição dos sistemas de conexão propostos, é desenvolvida uma campanha experimental composta por ensaios do tipo *push-out*, que é complementada com a análise numérica dos modelos ensaiados. Para tal, foi desenhado um modelo de provete do tipo *push-out* tendo em conta o tipo de ligação entre o betão e o aço existente no sistema de viga mista proposto. Com base neste foram testados vários provetes de modo a estudar a influência de diferentes fatores na ligação entre os materiais.

Palavras-Chave: Aço enformado a frio; Ensaio *push-out*; Pavimentos mistos em aço e betão; Sistemas de conexão a esforços de corte; Vigas mista; Modelação numérica.

The construction industry is characterized by its intense activity at a global level which has negative implications for the environment that result in part of the materials used, namely steel and concrete. It is estimated that the construction industry will grow even more in the coming years, making it necessary to adopt practices that guarantee the use of natural resources in a sustainable way.

The composite floors in steel and concrete are a constructive solution that uses a corrugated steel sheet where the concrete is poured. This structural system works efficiently as the steel sheet is subjected to tensile stresses and the concrete to compressive stresses. The system uses a smaller amount of material, resulting in lighter structures, and in addition, it does not require the use of formwork, being a solution that requires little time to be implemented.

The present work focuses on the study of two connection systems with innovative characteristics to be applied in a construction system for mixed floors that also presents innovative characteristics. The construction system consists of cold-formed C-type profiles that are joined together forming a U-shaped section that is filled with concrete, taking advantage of the height of the slabs to create a compression layer.

In order to study the contribution of the proposed connection systems, an experimental campaign consisting of push-out tests which is complemented with the numerical analysis of the tested models. To this end, a push-out specimen model was designed considering the type of connection between the concrete and the steel existing in the proposed mixed beam system. Based on this, several specimens were tested in order to study the influence of different factors on the connection between the materials.

Keywords: Cold-formed steel; Push-out test; Steel and concrete composite floor; Shear transfer mechanisms; Composite beams; Numerical analysis.

CAPÍTULO 1.....	1
Introdução.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Estrutura da dissertação.....	3
CAPÍTULO 2.....	5
Estado do Conhecimento	5
2.1 Enquadramento histórico.....	5
2.2 Construção Sustentável.....	6
2.2.1 Sustentabilidade das estruturas mistas de aço e betão	8
2.3 Elementos em aço enformado a frio	9
2.3.1 Perfis estruturais.....	9
2.3.2 Chapas perfiladas	10
2.3.3 Reforços (<i>Stiffeners</i>).....	11
2.3.4 Processo de fabrico.....	11
2.3.5 Influência do processo de fabrico	12
2.3.6 Características dos materiais	14
2.4 Vantagens e desvantagens dos perfis enformados a frio.....	14
2.5 Comportamento estrutural dos perfis enformados a frio	16
2.6 Lajes mistas de aço e betão.....	18
2.7 Vigas mistas de aço e betão.....	19
2.7.1 Conexão e Interação	20
2.7.2 <i>Uplift</i>	21
2.7.3 Classificação dos Conectores.....	22
2.8 Sistemas de conexão propostos por autores da bibliografia	23
2.8.1 Hanaor (2000).....	23

2.8.2	Lakkavally & Liu (2006).....	24
2.8.3	Irwan <i>et al.</i> (2009 e 2011).....	25
2.8.4	Hsu <i>et al.</i> (2014).....	28
2.8.5	Lawson e Taufiq (2019)	29
2.8.6	Bai <i>et al.</i> (2020).....	31
2.8.7	Hosseinpour <i>et al.</i> (2021).....	37
2.9	Ensaio de tipo <i>push-out</i>	39
2.9.1	Preparação dos provetes.....	41
2.9.2	Metodologia do Ensaio	42
2.9.3	Análise de Resultados	42
CAPÍTULO 3.....		45
Modelo Numérico preliminar – Ensaio Tipo <i>Push-Out</i>		45
3.1	Introdução.....	45
3.2	Modelo Base	46
3.2.1	Materiais.....	48
3.2.2	Definição Geométrica	51
3.2.3	Definição das superfícies de contacto.....	55
3.2.4	Definição e refinamento da malha.....	57
3.2.5	Condições Fronteira.....	59
3.2.6	Aplicação de Carregamento.....	60
3.2.7	Pontos de Monitorização	61
3.2.8	Método de análise e sequência de incrementos de carga.....	62
3.2.9	Interface	63
3.3	Análise de Sensibilidade.....	70
CAPÍTULO 4.....		79
Caracterização dos provetes e dos Materiais		79
4.1	Introdução.....	79

4.2	Identificação dos provetes	79
4.2.1	Geometria	79
4.2.2	Sistemas de conexão.....	80
4.3	Preparação dos provetes tipo <i>push-out</i>	82
4.3.1	Perfil Metálico.....	82
4.3.2	Colocação de EPS.....	83
4.3.3	Cofragens.....	85
4.3.4	Execução da Betonagem	86
4.3.5	Descofragem.....	87
4.4	Caracterização experimental dos provetes cilíndricos.....	88
4.4.1	Retificação	89
4.4.2	Resistência á compressão	90
4.4.3	Módulo de elasticidade.....	92
CAPÍTULO 5.....		94
Ensaio Experimental do Tipo <i>Push-Out</i>.....		94
5.1	Considerações gerais á campanha experimental	94
5.2	Descrição dos ensaios a realizar na campanha experimental.....	95
5.2.1	Instrumentação	96
5.2.2	Metodologia experimental.....	98
5.3	Resultados dos ensaios <i>push-out</i>	100
5.3.1	Ensaio dos provetes tipo P-L.....	108
5.3.2	Ensaio dos provetes com sistemas de conexão.....	114
5.3.3	Comparação de resultados	124
CAPÍTULO 6.....		126
Conclusões.....		126
6.1	Considerações Finais	126
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	128

Referências Bibliográficas 130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Secção transversal da viga mista aos quais se destinam os sistemas de conexão estudados.	2
Figura 1.2 Sistemas de conexão propostos: a) Furação em forma de semicírculo; b) Corte e dobragens das abas.	3
Figura 2.1 Sistema de pavimento misto proposto por Henry Hawes Fox (Pelke & Kurrer, 2015).....	5
Figura 2.2 Secção transversal da ponte Acheregg no Lago Lucerne, 1994 (Pelke & Kurrer, 2015)..	5
Figura 2.3 Sistema de conexão entre o aço e o betão proposto por Julius Kaln (Pelke & Kurrer, 2015).	6
Figura 2.4 Perfis de aço enformado a frio de secção aberta, secção composta fechada e secção composta aberta, (EN 1993-1-3, 2006).	10
Figura 2.5 Exemplos de secções de chapas perfiladas, (EN 1993-1-3, 2006).	10
Figura 2.6 Reforços (<i>stiffeners</i>): a) reforços intermédios; b) reforços intermédios. (EN 1993-1-3, 2006).	11
Figura 2.7 Fabrico de elementos enformados a frio pelo processo de laminagem a frio (Verissimo, 2008).	12
Figura 2.8 Fabrico de elementos enformados a frio através de quinagem (Verissimo, 2008).	12
Figura 2.9 Endurecimento provocado pelo processo de enformagem a frio (Verissimo, 2008).	13
Figura 2.10 Influencia do número reforços na capacidade resistente da secção (adaptado de Silvestre & Camotim, 2006).	13
Figura 2.11 Distribuição das tensões residuais provocadas pela laminagem a frio (Gheresi <i>et al.</i> , 2002).	14
Figura 2.12 Secções transversais analisadas (Laim <i>et al.</i> , 2011).	16
Figura 2.13 Instabilidade lateral-torsional verificada na viga do tipo C na análise numérica (a) e no ensaio experimental (b). (Laim et al. 2011)	17
Figura 2.14 Instabilidade lateral-torsional verificada na viga do tipo I-enrijecida obtida na análise numerica (a) e no ensaio experimental (b). (Laim <i>et al.</i> 2011).	17
Figura 2.15 Instabilidade local e distorcional verificada nas vigas do tipo R obtida na análise numérica (a) e no ensaio experimental (b). (Laim et al. 2011)	17
Figura 2.16 Instabilidade distorcional registada nas vigas do tipo 2R obtida na análise numérica (a) e no ensaio experimental (b). (Laim <i>et al.</i> , 2011)	18
Figura 2.17 Geometrias e ligações comuns nas lajes mistas: a) interligação mecânica; b) interligação por atrito; c) amarração de extremidade com pernos de cabeça soldados através da chapa; d) amarração de extremidade por deformação da nervura (NP EN 1994-1-1:2011).	18
Figura 2.18 Diagramas de momento fletor de uma carga uniformemente distribuída para diferentes disposições de vigas: a) vigas simplesmente apoiadas; b) viga continua.	20
Figura 2.19 Relação entre conexão e resistência de secção mista (Calado, 2010).	21
Figura 2.20 Efeito de interação na distribuição das tensões em secções mistas (Calado, 2010).	21

Figura 2.21 Tipos de conectores (Figueiredo, 2012).....	22
Figura 2.22 Sistemas de conexão para vigas mistas proposto pelo autor (Hanaor, 2000).	23
Figura 2.23 Sistemas de conexão para vigas mistas propostos por Lakkavally e Liu (2006): a) Aberturas circulares; b) Cortes e dobragens (LYLB); c) Parafusos auto perfurantes; d) Secção transversal da viga (Lakkavally & Liu, 2006).....	25
Figura 2.24 Sistema de conexão BTTST (Irwan <i>et al.</i> , 2009).	26
Figura 2.25 Viga mista com sistema de conexão BTTST (adaptado Irwan <i>et al.</i> , 2011).....	26
Figura 2.26 Sistema de conexão LYLB (Irwan <i>et al.</i> , 2009).	26
Figura 2.27 Dimensões e angulo do BTTST (Irwan <i>et al.</i> , 2009).	27
Figura 2.28 Sistema proposto pelos autores. a) Configuração da viga mista; b) Elemento de conexão; c) Elemento de conexão com alterações nas abas (Hsu <i>et al.</i> , 2014).....	28
Figura 2.29 Sistema viga mista proposto por Lawson e Taufiq (Lawson & Taufiq, 2019).	29
Figura 2.30 Tipos de conexão testadas em vigas tipo 1. a) Aderência entre o betão e o perfil metálico; b) Aparafusamento dos banzos; c) Aparafusamento da alma; d) Perfurações. (Lawson & Taufiq, 2019).	30
Figura 2.31 Tipos de conexão testadas em vigas do tipo 2. a) Aparafusamento; b) Aparafusamento e perfurações (perfil metálico da base); c) Aparafusamento e perfurações (todos os perfis metálicos) (Lawson & Taufiq, 2019).....	30
Figura 2.32 Detalhes da perfuração realizada no perfil metálico (Lawson e Taufiq 2019).	31
Figura 2.33 Configuração dos provetes usados. a) Secção transversal do provete; b) Perfil metálico embebido; c) Diagrama do ensaio tipo <i>push-out</i> (Bai <i>et al.</i> , 2019).	32
Figura 2.34 Diagrama típico τ -S na secção de carregamento (Bai et al. 2020).	33
Figura 2.35 Modelações efetuadas e valores do ensaio τ -S (Bai <i>et al.</i> 2020).....	35
Figura 2.36 Configuração dos provetes do tipo <i>push-out</i> (a) e detalhe da ligação usada (b), (Hosseinpour, 2021).....	37
Figura 2.37 Modos de rotura observados: a) Empenamento junto da furação e do banzo; b) Plastificação dos parafusos; c) Rotura por corte dos parafusos; d) Empenamento distorcional (Hosseinpour <i>et al.</i> , 2021).....	39
Figura 2.38 Provede padrão para o ensaio <i>push-out</i> (NP EN 1994 1994-1-1 2011).....	40
Figura 2.39 Fluxo de forças num ensaio <i>push-out</i> normalizado (Cruz <i>et al.</i> , 2006).....	41
Figura 2.40 Esquema do carregamento realizado durante o ensaio <i>push-out</i> (Valente 2007, adaptado).	42
Figura 2.41 Determinação da capacidade de escorregamento δu (NP EN 1994-1-1 2011).....	44
Figura 3.1 Perfil metálico adotado no provete: a) Perfil tipo C; b) Perfil metálico soldado.	46
Figura 3.2 Modelo base do provete do ensaio do tipo <i>push-out</i> . a) Vista em planta; b) Vista em corte.	47
Figura 3.3 Tipos de sistemas de conexão considerados: a) aderência entre aço e betão; b) furações em forma de semicírculo; c) corte e dobragens das abas;.....	48

Figura 3.4 Propriedades consideradas para o betão.....	49
Figura 3.5 Propriedades consideradas para o aço usado no perfil metálico.....	50
Figura 3.6 Propriedades considerados nos elementos de distribuição de carga.....	51
Figura 3.7 Configuração adotada de macroelementos para definir o bloco de betão no modelo base: a) Vistas em perspetiva; b) Vista em planta.	52
Figura 3.8 Pormenorização da modelação geométrica do bloco de betão para o modelo cujo perfil metálico contém furações em forma de semicírculo.	53
Figura 3.9 Configuração adotada para a modelação do bloco de betão para o modelo composto pelo sistema de conexão mediado pelo corte e dobragem das abas.	53
Figura 3.10 Configuração dos macroelementos adotada para o perfil metálico.	54
Figura 3.11 Sistemas de conexão: a) Corte e dobragem da aba do perfil metálico; b) Furação do perfil metálico em forma de semicírculo.....	54
Figura 3.12 Configuração de macroelementos para o elemento de distribuição.	55
Figura 3.13 Propriedades de contacto consideradas.....	56
Figura 3.14 Contactos criados no modelo numérico.	56
Figura 3.15 Visualização dos diferentes contactos existentes no modelo.....	56
Figura 3.16 Elementos finitos existentes no Atena 3D: a) <i>brick</i> ; b) <i>tetra</i> (Cervenka, 2013).	57
Figura 3.17 Configuração da malha para o modelo base.....	58
Figura 3.18 Configuração da malha para o modelo que contém o perfil metálico perfurado.	58
Figura 3.19 Configuração adotada para o modelo que contém corte e dobragem da aba do perfil metálico.....	59
Figura 3.20 Condições fronteira consideradas: a) Direção X; b) Direção Y; c) Direção Z.....	60
Figura 3.21 Configuração do carregamento.	60
Figura 3.22 Disposição de pontos de monitorização.	61
Figura 3.23 Ponto de monitorização.....	61
Figura 3.24 Histórico de carregamento criado através de incrementos sucessivos de carga no software ATENA 3D.....	62
Figura 3.25 Método de análise e restantes parâmetros considerados.....	63
Figura 3.26 Modelo da curva utilizada pelos autores para descrever os ensaios (Bai <i>et al.</i> , 2020). 64	
Figura 3.27 Parâmetros aplicados na interface do modelo numérico.....	67
Figura 3.28 Exemplo de lei bilinear que descreve o decaimento da coesão após esta atingir o seu valor máximo. (Červenka <i>et al.</i> , 2013).	68
Figura 3.29 Ensaio <i>push-out</i> . a) Curva tensão-escorregamento; b) Modelo trilinear simplificado, (Thomann & Lebet 2006).	68
Figura 3.30 Lei bilinear considerada para a evolução da tensão tangencial na fase de pós-pico.....	69

Figura 3.31 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos P-L.	71
Figura 3.32 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos P-B.	71
Figura 3.33 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos P-C.	72
Figura 3.34 Tensões tangenciais na interface para o step correspondente à força máxima: a) modelo P-L150; b) modelo P-C.2; c) modelo P-B.2.	72
Figura 3.35 Modelo 2-C3-PL150: a) Padrão de fendilhação; b) Intervalo da dimensão da abertura de fendas considerada na visualização.	73
Figura 3.36 Relação entre a coesão atribuída á interface e a carga máxima obtida no modelo numérico do tipo PL150.	74
Figura 3.37 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos criados da análise sensibilidade número – influência da coesão.	75
Figura 3.38 Tensões tangenciais instaladas na interface: a) Modelo 1-C2-PL150 (Step 50); b) Modelo 1-C3-PL150 (Step 53).	75
Figura 3.39 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos criados para a análise sensibilidade número - influencia da rigidez tangencial e rigidez normal.	77
Figura 3.40 Modelo 2-C3-PL150: a) Padrão de fendilhação; b) Intervalo da dimensão da abertura de fendas considerada na visualização.	78
Figura 3.41 Tensões instaladas na interface: a) Modelo 2-C3-PL150 (Step 54); b) Modelo 2-C2-PL150 (Step 48).	78
Figura 4.1 Perfil em aço enformado a frio: a) perfil tipo C; b) Perfil utilizado nos provetes <i>push-out</i> .	80
Figura 4.2 Vista em planta do provete <i>push-out</i> .	80
Figura 4.3 Provetes do tipo L: a) provete P-L150; b) provete P-L125; c) provete P-L100.	80
Figura 4.4 Provetes contendo o sistema de conexão de furação: a) Provete P-B.1; b) Provete P-B.2; c) Planta dos provetes tipo B.	81
Figura 4.5 Sistema de conexão por corte e dobragem das abas: a) Provetes P-C.1; b) Vista em planta.	82
Figura 4.6 Sistema de conexão por corte e dobragem das abas: Provetes P-C.2.	82
Figura 4.7 Lavagem dos perfis metálicos.	83
Figura 4.8 Geometria e dimensões aplicadas do EPS para a criação dos vazios nos provetes: a) Provete; b) Vista B-B'; c) Vista A-A'.	84
Figura 4.9 Colagem do EPS aos perfis metálicos.	84
Figura 4.10 Colagem do EPS á cofragem.	85
Figura 4.11 Provetes após a remoção do EPS: a) Interrupção entre o banzo do perfil metálico e o betão; b) Base do provete.	85
Figura 4.12 Sistema auxiliar de suporte aos perfis metálicos implementado na cofragem.	86

Figura 4.13 Betonagem dos provetes <i>push-out</i> e provetes cilíndricos.....	87
Figura 4.14 Provetes selados com filme estirável.....	87
Figura 4.15 Provetes <i>push-out</i> após a descofragem.....	88
Figura 4.16 Humedecimento e selagem dos provetes <i>push-out</i> após a descofragem.....	88
Figura 4.17 Retificação: a) Máquina de retificação de provetes cilíndricos; b) face retificada.....	89
Figura 4.18 Ensaio de resistência á compressão: a) Decorrer do ensaio; b) Provetes após rotura..	90
Figura 4.19 Gráfico evolução da capacidade resistente á compressão do betão em provetes cilíndricos.	92
Figura 4.20 Ciclos de carga e descarga para a determinação do modulo de elasticidade.....	92
Figura 4.21 Ensaio experimental do módulo de elasticidade.....	93
Figura 5.1 Esquema do ensaio, no pórtico E7 do LEST para todos os provetes <i>push-out</i>	96
Figura 5.2 Transdutores utilizados na campanha experimental.....	97
Figura 5.3 Perfil metálico no ensaio experimental: a) Utilização de massa de ferro; b) Chapas de reforço na alma do perfil metálico.....	98
Figura 5.4 Sistema de apoio utilizado nos ensaios experimentais: a) Elementos utilizados; b) Abertura circular existente na face do apoio.....	98
Figura 5.5 Sistema adotado de posicionamento dos transdutores: a) Medição do escorregamento na zona superior do perfil metálico; b) Controlo do deslocamento do atuador;.....	99
Figura 5.6 Distribuição dos transdutores na 1ª fase de ensaios experimentais: a) Planta do provete; b) Corte A-A'.....	99
Figura 5.7 Distribuição dos transdutores na 2ª fase de ensaios experimentais: a) Planta do provete; b) Corte A-A'.....	100
Figura 5.8 Aspectos do comportamento geral dos provetes: a) Despreendimento de betão na zona inferior em provetes do tipo P-L; b) Instabilidade ocorrida no perfil metálico.....	108
Figura 5.9 Borracha usada no ensaio do provete P-L150-1.....	110
Figura 5.10 Gráfico de relação força e deslocamento dos ensaios P-L150.....	110
Figura 5.11 Gráfico de relação força e deslocamento dos ensaios P-L125.....	112
Figura 5.12 Gráfico de relação força e deslocamento dos ensaios P-L100.....	113
Figura 5.13 Instabilidade distorcional ocorrida de maneira muito acentuada no perfil metálico do provete P- B.1-2.....	115
Figura 5.14 Gráfico de relação força e deslocamento dos ensaios P-B.1.....	116
Figura 5.15 Recortes nos provetes P- B.1 após o ensaio.....	117
Figura 5.16 Gráfico de relação força e escorregamento dos ensaios P- B.2.....	118
Figura 5.17 Condição dos conectores após ensaio: a) Provetes P- B.2; b) Provetes P- B.1.....	119
Figura 5.18 Gráfico que relaciona força e escorregamento nos ensaios P- C.1.....	120
Figura 5.19 Condição dos conectores dos provetes P- C.1 após o ensaio.....	122

Índice de Figuras

Figura 5.20 Gráfico que relaciona força e escorregamento nos ensaios P- C.2.....	123
Figura 5.21 Condição dos conectores dos provetes P- C.2 após o ensaio.....	124

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 Parâmetros e resultados obtidos para os diferentes provetes (Baie <i>et al.</i> , 2020).....	35
Tabela 3.1 Parâmetros determinados para a interface através de resultados experimentais obtidos por Bai <i>et al.</i> (2020).....	66
Tabela 3.2 Força máxima e respectivos deslocamentos e máxima abertura de fendas.	70
Tabela 3.3 Resultados da análise sensibilidade ao valor da coesão.....	74
Tabela 3.4 Parâmetros determinados para os modelos analisados - influência da rigidez tangencial e da rigidez normal.....	76
Tabela 3.5 Resultados da análise sensibilidade número- influencia da rigidez tangencial e rigidez normal.....	77
Tabela 4.1 Resultados da resistência á compressão do betão em provetes cilíndricos.	91
Tabela 4.2 Resultados dos ensaios ao modulo de elasticidade.....	93
Tabela 5.1 Quantidades, sistemas de conexão e comprimento de embebimento de cada provete.	95
Tabela 5.2 Provetes P-L150 após o ensaio.....	101
Tabela 5.3 Provetes P-L125 após o ensaio.....	102
Tabela 5.4 Provetes P-L100 após o ensaio.....	103
Tabela 5.5 Provetes P-B.1 após o ensaio.	104
Tabela 5.6 Provetes P-B.2 após o ensaio.	105
Tabela 5.7 Provetes P-C.1 após o ensaio.	106
Tabela 5.8 Provetes P-C.2 após o ensaio.	107
Tabela 5.9 Propriedades do betão para os provetes tipo P-L.....	109
Tabela 5.10 Força Máxima e respectivos deslocamentos para os provetes P-L150.	111
Tabela 5.11 Força Máxima e respectivos deslocamentos para os provetes P-L125.	112
Tabela 5.12 Força Máxima e respectivos deslocamentos para os provetes P-L100.	113
Tabela 5.13 Propriedades do betão para os provetes contendo sistemas de conexão.	114
Tabela 5.14 Força Máxima e respectivos deslocamentos para os provetes P-B.1.....	116
Tabela 5.15 Força Máxima e respectivos deslocamentos para os provetes P-B.2.....	118
Tabela 5.16 Comparação de resultados obtidos nos provetes P-L150, P-B.1 e P-B.2.....	119
Tabela 5.17 Força Máxima e respectivos deslocamentos para os provetes P- C.1.....	121
Tabela 5.18 Força Máxima e respectivos deslocamentos para os provetes P- C.2.....	123
Tabela 5.19 Tensão de corte máxima obtida para os provetes tipo P- L.....	124

1.1 Enquadramento

A indústria da construção tem grande um grande relevo socioeconómico e consequentemente é uma atividade com grande impacto ambiental. O Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas (IPCC) indica que o setor da construção e a operação de edifícios é responsável pelo consumo de 40% de toda a energia produzida e 25% do total de emissões globais de CO₂ (IEA, 2007). Os principais materiais utilizados na construção são os principais responsáveis pelos números apresentados, sendo a indústria siderúrgica e do cimento responsável por 15% das emissões globais de CO₂ (IEA, 2015).

O processo de fabrico de betão e do aço são prejudiciais ao meio ambiente. Apesar disto, o seu uso intensivo na indústria da construção não irá mudar facilmente, uma vez que são materiais facilmente acessíveis, e que se caracterizam pela sua grande durabilidade e resistência. A solução passa, portanto, pela exploração de novas alternativas e técnicas de construção que utilizem os materiais da maneira mais eficiente possível.

As estruturas mistas de aço e betão resultam da conjugação das secções dos dois materiais de modo que o betão esteja submetido apenas a esforços de compressão e o aço esteja submetido a esforços de tração aproveitando assim as qualidades de cada um. Com os sistemas mistos é possível reduzir o tempo de construção e a quantidade utilizada de cada material, resultando consequentemente em estruturas mais leves.

Atualmente, existem no mercado várias soluções estruturais desta natureza, nomeadamente as lajes mistas. Estas são compostas por uma chapa colaborante que durante o processo de construção serve como cofragem para a betonagem. Após a cura do betão, os dois materiais solidarizam e ambos contribuem para a capacidade resistente da laje. A este elemento pode-se associar também a utilização de vigas mistas.

Para tirar partido de todas as vantagens que estes tipos de elementos estruturais oferecem, é necessário garantir a ação conjunta entre as secções de ambos materiais quando submetidos a carregamentos. Esta ação é obtida através da utilização de conectores metálicos colocados entre as secções que garantem deformações compatíveis entre elas.

Os sistemas de conexão tradicionais para vigas mistas consistem na soldadura de conectores no banzo do perfil metálico. Uma vez que se pretende utilizar aço enformado a frio, a aplicação de soldadura não é recomendada devido á sua espessura reduzida (Hosseinpour *et al.*, 2021). A utilização de perfis enformados a frio em vigas mistas tem recebido pouca atenção, embora tenham surgido alguns estudos que comprovam o potencial da sua utilização em edifícios de pequeno e médio porte (Hanaor, 2000; Lakkavally & Liu, 2006; Hsu et al., 2014; Lawson e Taufiq, 2019). Por esta razão, existe a necessidade de encontrar sistemas de conexão cuja aplicação seja viável em perfis enformados a frio.

O presente trabalho propõe-se a estudar dois tipos de sistemas de conexão destinados a aplicar num sistema construtivo para pavimentos mistos que apresenta caraterísticas inovadoras. O sistema construtivo é baseado na utilização de perfis enformados a frio de tipo C que associados entre si formam uma secção em U que é preenchida com betão e aproveita a altura das lajes para criar uma camada de compressão. Os sistemas de conexão serão integrados nas abas do perfil metálico intermédio exibido na Figura 1.1.

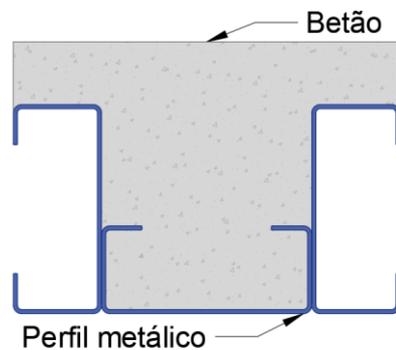


Figura 1.1 Secção transversal da viga mista aos quais se destinam os sistemas de conexão estudados.

Os sistemas de conexão propostos e que aqui serão estudados consistem em alterações efetuadas no perfil metálico. As alterações são bastante simples: um dos sistemas propostos consiste na furação das abas do perfil metálico em forma de semicírculo (ver figura 1.2 a) e no outro é realizado o corte e a dobragem a 60° da aba do perfil, tal como é exibido na figura 1.2 b.

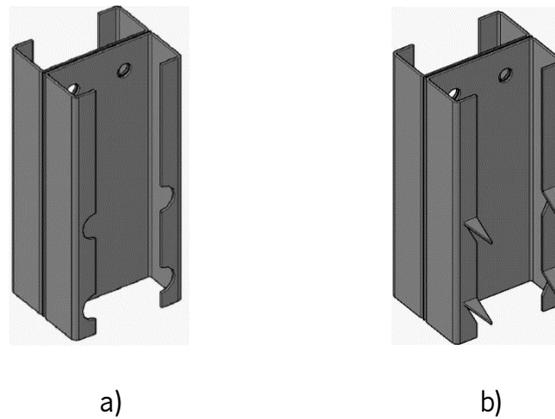


Figura 1.2 Sistemas de conexão propostos: a) Furação em forma de semicírculo; b) Corte e dobragens das abas.

1.2 Objetivos

Nesta dissertação pretende-se avaliar o comportamento dos sistemas de conexão propostos. Para tal, é desenhado um modelo de provete do tipo *push-out* que atende ao tipo de ligação existente no sistema de viga mista proposto (ver Figura 1.1).

Julgou-se necessário comprovar a adequabilidade do provete de tipo *push-out* desenvolvido, tendo-se desenvolvido modelos numéricos representativos no software Atena 3D (desenvolvido com base no Método dos Elementos Finitos) para os quais se realizaram análises estruturais não lineares. A análise não linear permitiu prever com alguma precisão o padrão e dimensão das fendas no betão. Uma vez que os provetes não possuem armadura, existe o risco que durante o ensaio experimental ocorra fendilhação excessiva e assim se inviabilize o respetivo ensaio. Por esta razão, se desenvolve esta análise preliminar.

Deste modo são construídos vários conjuntos de provetes do tipo *push-out* com o objetivo de estudar o comportamento dos diferentes sistemas de conexão. Para tal, serão efetuados ensaios experimentais do tipo *push-out* em laboratório e será realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos com estes dois sistemas.

1.3 Estrutura da dissertação

O trabalho realizado nesta dissertação é estruturado em 6 capítulos que serão apresentados de seguida.

No capítulo 1 é realizada uma introdução do tema desta dissertação onde são demonstradas as principais motivações e vantagens da utilização dos sistemas propostos. Neste capítulo, é também realizada uma exposição dos objetivos que envolveram este trabalho e é feita uma breve justificação para os mesmos.

O capítulo 2 faz uma revisão bibliográfica aos diversos sistemas propostos por diferentes autores para a conexão em pavimentos mistos que utilizam aço enformado a frio, dando-se atenção a aspetos importantes relativos ao aço enformado frio e ao funcionamento das vigas mistas. É também elaborada uma breve exposição da importância da adoção de princípios de sustentabilidade na construção, algumas medidas que podem ser tomadas e como o tema de trabalho se enquadra nesta temática.

No capítulo 3 são expostas as considerações tomadas na construção do modelo numérico do provete e do respetivo ensaio do tipo *push-out*. É realizada uma análise de sensibilidade aos diferentes parâmetros que são relevantes no comportamento a interface entre os diferentes materiais.

No capítulo 4 é feita a identificação dos provetes e uma exposição detalhada da sua geometria e quantidades de materiais. São descritas todas as etapas e procedimentos adotados que envolveram construção dos provetes, desde a preparação dos perfis metálicos até á cura do próprio betão. É realizada a caracterização de todos os materiais utilizados nos provetes.

No capítulo 5 dedica-se á campanha experimental desenvolvida. Nesta campanha foram testados diversos tipos de ligação entre o aço e o betão presentes nos diversos provetes ao esforço de corte direto através do ensaio experimental do tipo *push-out*. No início do capítulo é descrito todo o processo experimental. O capítulo termina com a exposição dos resultados obtidos e com base nestes são feitas observações e comparações.

Esta dissertação é terminada pelo capítulo 6 que contém as conclusões finais do trabalho desenvolvido ao longo desta dissertação. Neste encontram-se ainda algumas propostas para desenvolvimentos futuros.

2.1 Enquadramento histórico

As primeiras estruturas mistas de aço e betão surgiram antes das estruturas em betão armado. Apesar de a primeira patente de uma laje mista de que há registo ser relativa ao ano 1808, foi no ano 1844 que Henry Hawes Fox registou a primeira patente de um sistema bem-sucedido. O pavimento misto proposto por Fox usava vigas com secção transversal do tipo “T” ou “I” em ferro forjado, o sistema possuía medidas contra o fogo. Para além disto, Fox afirmava que os esforços de compressão atuavam apenas na secção de betão (Pelke & Kurrer, 2015).



Figura 2.1 Sistema de pavimento misto proposto por Henry Hawes Fox (Pelke & Kurrer, 2015).

No ano de 1886, Mathias Koenen publicava as primeiras equações relativas ao dimensionamento de lajes em betão armado. Quando se iniciou a utilização de betão armado como material de construção, logo se percebeu a sua capacidade estrutural por e esta razão, rapidamente foram projetadas vigas mistas contendo perfis metálicos e betão armado. A ponte construída em 1914 em Acheregg, Suíça (ver Figura 2.2 Secção transversal da ponte Acheregg no Lago Lucerne, 1994 (Pelke & Kurrer, 2015).) foi uma das primeiras contendo um tabuleiro em betão armado, este transmitia o carregamento às vigas metálicas apenas por fricção/adessão (Pelke & Kurrer, 2015).

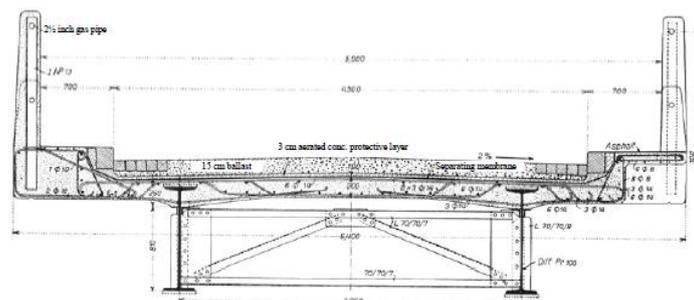


Figura 2.2 Secção transversal da ponte Acheregg no Lago Lucerne, 1994 (Pelke & Kurrer, 2015).

Após o fim da Primeira Guerra Mundial, os Estados Unidos da América (EUA) viviam um período de grande prosperidade nomeadamente industrial e, nesse contexto, eram exigidas soluções estruturais que permitissem vencer grandes vãos. No ano 1926 Julius Kaln obteve a sua patente para uma solução de conexão entre aço e betão consistindo no corte e dobragem no banzo do perfil metálico como se exhibe na Figura 2.3 (Pelke & Kurrer, 2015).



Figura 2.3 Sistema de conexão entre o aço e o betão proposto por Julius Kaln (Pelke & Kurrer, 2015).

Após a construção com êxito das primeiras pontes em estrutura mista para vãos entre os 6 e os 24 metros, nos EUA, foram lançadas no ano 1944 pela *American Association of State Highway Officials* (AASHTO) as primeiras normas para pontes mistas em aço e betão (Pelke & Kurrer, 2015).

A Associação Alemã de Betão Armado (DAST), restaurada no ano 1948 no período pós 2ª Guerra Mundial, tinha o conhecimento que permitiria reconstruir as pontes metálicas destruídas durante a guerra de maneira mais económica e leve através da implementação de vigas mistas. Por esta razão, a DAST criou uma divisão direcionada para o estudo de vigas mistas liderada por Wilhelm Klingenberg. No ano 1950 eram publicadas as primeiras normativas alemãs para o projeto de vigas mistas de pontes (Pelke & Kurrer, 2015).

2.2 Construção Sustentável

A problemática das alterações climáticas é do conhecimento do público geral e tem sido bastante discutida nas duas últimas décadas, por envolver fenómenos em curso que ameaçam a existência da espécie humana como a conhecemos. O ambiente tornou-se pela primeira vez temática de preocupação com a realização, em 1972, da Conferência das Nações Unidas sobre o Ambiente, em Estocolmo. Em 1987 é estabelecida, no relatório de Brundtland, a definição de desenvolvimento sustentável como sendo aquele que permite satisfazer as necessidades do presente sem comprometer as possibilidades das gerações futuras. Posteriormente, em 1994, durante o Conselho Internacional da Construção (CIB), Charles Kibert definia o conceito de construção sustentável como “a criação e manutenção responsáveis de um ambiente construído saudável, baseado na utilização eficiente de recursos e no projeto baseado em princípios ecológicos” (Torgal & Jalali, 2010).

As alterações climáticas são provocadas essencialmente pela ação de gases com efeito de estufa. Dentro desta caracterização destacam-se o dióxido de carbono (CO₂), o metano (CH₄) e o óxido nitroso (N₂O), sendo o dióxido de carbono o principal contribuidor para as alterações climáticas, por se tratar do elemento mais emitido pelas diferentes indústrias. As alterações climáticas incluem o aquecimento global que se traduz pelo aumento da temperatura média global. Outras implicações destas alterações são o degelo glacial e o conseqüente aumento do nível médio das águas do mar, fenómenos climáticos mais extremos e desertificação dos solos (Kang & Kren, 2007).

O setor da construção tem uma enorme influência socioeconómica, nomeadamente em países desenvolvidos. Na Europa, este setor é responsável por 28,1% do emprego e representa 25% de toda a produção industrial europeia. O Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas (IPCC) indica que a construção e utilização de edifícios é responsável pelo consumo de 40% de toda a energia produzida e 25% do total de emissões globais de CO₂ (IEA, 2007; Torgal & Jalali, 2010).

É importante reter que a ideia de uma construção sustentável é multidisciplinar, implicando a consideração de diferentes aspetos do âmbito social, económico e ambiental. Trata-se de um conceito holístico porque implica que seja realizada a listagem simplificada das interações positivas e negativas entre o meio construído e o meio natural envolvente. Deste modo, são obtidas indicações pela indústria e sociedade, acerca das ações a desenvolver de modo a direcionar a indústria para um desenvolvimento sustentável. A multidisciplinaridade deste conceito advém da necessidade do envolvimento de diferentes valências profissionais na sua concretização, implicando diferentes intervenientes durante a utilização, manutenção, reabilitação e demolição de uma construção (Mateus, 2009).

No planeamento de uma construção sustentável devem ser priorizados e corretamente conciliados os princípios que abrangem todo o ciclo de vida do edifício: construção, utilização, reabilitação e demolição. Os edifícios devem ser concebidos de modo que se possa garantir uma gestão eficiente de recursos como energia, água e inertes. A durabilidade dos edifícios é um fator importante para a sustentabilidade dos mesmos. Quanto maior for o seu ciclo de vida, maior será o intervalo de tempo no qual os impactos ambientais gerados durante a fase de construção serão amortizados. Para além disso, deve ser priorizada a minimização da produção de resíduos, a diminuição da massa da construção, a salubridade do edifício e a diminuição dos custos do ciclo de vida do edifício, assegurando sempre condições dignas de higiene e segurança (Mateus 2009).

2.2.1 Sustentabilidade das estruturas mistas de aço e betão

O betão é um material amplamente empregue na indústria da construção, que consiste na mistura de água, ligante e agregados. Anualmente são produzidos 13 biliões de toneladas de betão, ao nível global. O cimento Portland é um ligante amplamente usado no fabrico do betão. O processo de fabrico do cimento Portland requer quantidades muito elevadas de energia, sendo responsável por 7% da emissão total CO₂ no mundo inteiro. Contudo a quantidade de cimento usada no fabrico de betão pode ser reduzida sendo o cimento substituído por cinzas volantes e escórias. Cinzas volantes são um subproduto da combustão de carvão e as escórias são provenientes da fundição de minério para purificar os metais. O cimento pode ser substituído por cinzas volantes em 15% a 25% e por escórias em 15% a 40% do seu peso com efeitos reduzidos na mistura de betão (Aïcin & Mindess 2011; Kang & Kren, 2007).

Como referido anteriormente o betão é também composto por agregados que representam uma fração de 70% a 80% do volume total. Nas grandes cidades com intensiva atividade no setor construção este fator levou á escassez destes recursos e conseqüentemente á inflação do seu custo. Para além disso, na fase de construção e demolição são produzidas quantidades enormes de resíduos, representando 30% a 35% do total de resíduos em todo o mundo sendo que 50% destes são resíduos de betão. Têm vindo a ser desenvolvidos estudos e tecnologias que procuram assegurar o reaproveitamento de resíduos provenientes do betão, minimizando desta forma o impacto ambiental (Alexander & Mindess, 2010; Xia *et al.*, 2020).

A indústria siderúrgica é uma indústria com elevado impacto negativo no ambiente. Exige grandes quantidades de energia e é responsável pela produção de resíduos sólidos (subprodutos) e pela emissão de gases de efeito estufa, nomeadamente CO₂. Apesar disto, o aço é considerado como um material estrutural que melhor se enquadra no desenvolvimento sustentável. A razão para isto é que o aço é um material que pode ser completamente reciclado sem sofrer qualquer depreciação das suas propriedades. A reciclagem do aço apenas exige 25% da energia necessária para produzir aço virgem (Kang & Kren, 2007; Gervásio, 2008).

Apesar dos impactos negativos inerentes á utilização do aço e do betão, estes continuam a ser materiais predominantes no setor da construção. Estes materiais são amplamente usados devido á sua versatilidade, durabilidade, disponibilidade e apesar de consumirem muitos recursos naturais e energia são soluções económicas. Sendo inevitável a utilização destes materiais na construção, é

crucial adotar práticas de reutilização, reciclagem e outras que promovam a construção sustentável. Para além disto, é necessário realizar esforços na melhoria e desenvolvimento de sistemas estruturais que utilizem os materiais de maneira mais eficiente.

As estruturas mistas de aço e betão resultam da conjugação eficiente dos dois materiais, de maneira que o betão esteja sujeito a esforços de compressão e o aço a esforços de tração, aproveitando assim as melhores qualidades de cada um. Desta maneira, é possível diminuir a quantidade de betão e de aço utilizados reduzindo o peso global da estrutura. Em estruturas desta categoria, nomeadamente em lajes mistas, é dispensado o uso de cofragens. Desta forma estas estruturas implicam um consumo menor de materiais relativamente a soluções tradicionais como é o caso de estruturas maciças em betão armado (Andrade *et al.*, 2004).

A estruturas mistas permitem vencer maiores vãos. No ciclo de vida de um edifício é normal ocorrerem alterações no seu uso, sendo necessário na maioria dos casos, reconfigurar a arquitetura do edifício. A adaptabilidade arquitetónica é favorecida em estruturas com vãos maiores contribuindo assim para a durabilidade do edifício (David, 2007; Kang & Kren, 2007).

2.3 Elementos em aço enformado a frio

Os elementos de aço enformados a frio são resultantes de um processo de dobragem de chapas de aço à temperatura ambiente e por isso são elementos de eixo reto e de espessura reduzida e constante (Breda, 2013). Estes elementos são empregues em estruturas de pequeno porte (residências unifamiliares) e médio porte como por exemplo pavilhões industriais, torres de distribuição de eletricidade e coberturas (Silvestre & Camotim, 2006). Os elementos enformados a frio podem ser distinguidos como perfis estruturais ou chapas perfiladas, consoante a geometria e a função que assumem.

2.3.1 Perfis estruturais

Os perfis enformados a frio estruturais são usualmente são usados em vigas de pequeno vão e para carregamentos relativamente baixos, como por exemplo em madres de uma cobertura, em pilares e barras que formam estruturas treliçadas. Os perfis enformados a frio podem assumir diferentes configurações (aberta, fechada ou composta). As secções mais comuns são em U, C, Z, “*hat*” e “*rack*”. Para além das secções mencionadas, é recorrente o uso de secções compostas que podem

ser obtidas por soldadura ou aparafusamento como se exhibe na Figura 2.4. A chapa usada para criar estes perfis apresenta uma espessura compreendida entre 0,4 mm e 6,4 mm (Yu & LaBoube, 2010; Verissimo, 2008; Silvestre & Camotim, 2006), apesar de que a norma EN 1993-1-3 prever na clausula 3.2.4 (1) espessuras entre 0,45 mm e 15 mm.

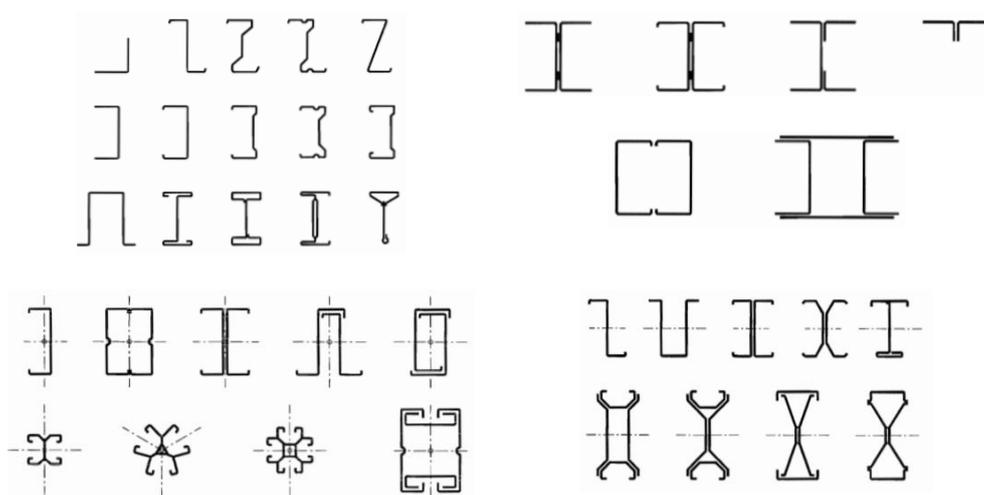


Figura 2.4 Perfis de aço enformado a frio de secção aberta, secção composta fechada e secção composta aberta, (EN 1993-1-3, 2006).

2.3.2 Chapas perfiladas

Chapas perfiladas podem apresentar diferentes secções, com espessura entre 0,5 mm e 2 mm (Yu & LaBoube, 2010; Verissimo, 2008; Silvestre & Camotim, 2006). Estes elementos são aplicados em situações em que a cargas são moderadas e distribuídas numa superfície. São habitualmente aplicadas em coberturas, mas também se associam a painéis *sandwich* para telhados, lajes mistas de aço e betão e painéis de revestimento de paredes.

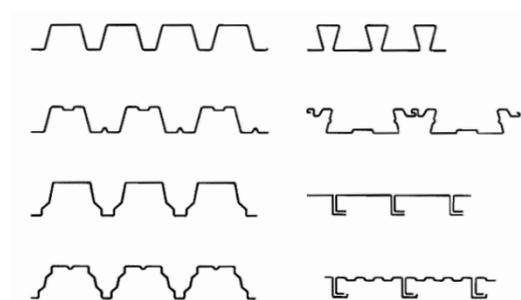


Figura 2.5 Exemplos de secções de chapas perfiladas, (EN 1993-1-3, 2006).

2.3.3 Reforços (*Stiffeners*)

Devido à reduzida espessura dos elementos enformados a frio, é usual o uso de reforços. Os reforços são dobras suplementares aplicadas nos elementos (chapas ou perfis) com o objetivo de melhorar o seu comportamento mecânico. Os reforços podem ser de dois tipos: reforço de extremidade (Figura 2.6.a) e reforços intermédios (Figura 2.6.b).



Figura 2.6 Reforços (*stiffeners*): a) reforços intermédios; b) reforços intermédios. (EN 1993-1-3, 2006).

2.3.4 Processo de fabrico

O processo de fabrico de elementos enformados a frio está dependente da forma da secção, da espessura da chapa e da ductilidade do aço. Os elementos enformados a frio podem resultar de dois processos mecânicos distintos: laminagem a frio e quinagem (Yu & LaBoube; 2010, Verissimo, 2008; Silvestre & Camotim, 2006).

2.3.4.1 Laminagem a frio

O processo de laminagem a frio é um processo muito usado nesta indústria, uma vez que garante uma produção sistematizada, normalizada e extremamente eficiente. Com este processo, é possível produzir perfis estruturais e chapas perfiladas com recurso a bobinas de aço com largura até 915 mm e um comprimento de 915 m (Yu & LaBoube, 2010). O equipamento utilizado consiste em pares de rolos que vão progressivamente dobrar a chapa metálica na forma desejada. Os rolos necessitam de estar organizados com determinada sequência como sugere a Figura 2.7. Para a produção de uma peça com uma secção de geometria simples serão necessários pelo menos 6 pares de rolos, para a obtenção de geometrias mais complexas serão necessários mais. O processo de laminagem a frio é realizado com uma velocidade compreendida no intervalo de 6 a 92 m/minuto, no entanto usualmente este processo decorre com uma velocidade compreendida entre 23 e 46 m/minuto (Yu & LaBoube, 2010).

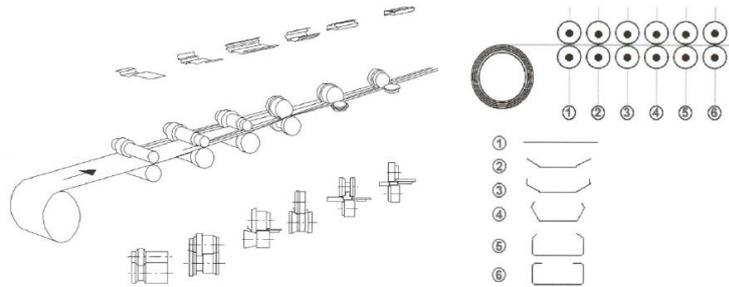


Figura 2.7 Fabrico de elementos enformados a frio pelo processo de laminagem a frio (Verissimo, 2008).

2.3.4.2 Quinagem

A quinagem é um processo menos industrializado e menos usado no fabrico de elementos enformados a frio. Este processo é usado quando se pretende obter secções de geometria mais simples e para situações que sejam necessárias quantidades reduzidas. O equipamento consiste numa cunha movel e uma base inferior estacionária sobre a qual são montadas as matrizes aplicáveis ao elemento, tal como sugere a Figura 2.8.

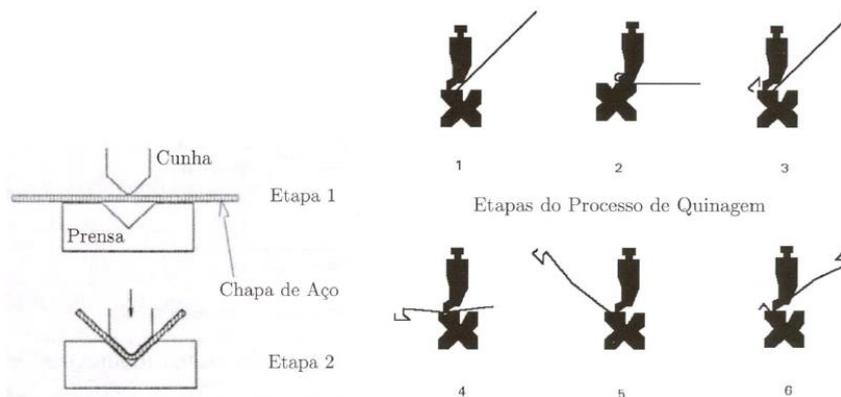


Figura 2.8 Fabrico de elementos enformados a frio através de quinagem (Verissimo, 2008).

2.3.5 Influência do processo de fabrico

Devido ao processo de fabrico, as propriedades mecânicas das chapas de aço são significativamente alteradas, especialmente nas zonas das dobras. Nas zonas onde são realizadas as dobras regista-se o aumento da tensão de cedência f_y , e da tensão última f_u e a diminuição da ductilidade do aço (Martins, 2012; Yu & LaBoube, 2010), como é demonstrado pela Figura 2.9. Para além do processo de fabrico, existem outros fatores que podem provocar o aumento da tensão de cedência, como sejam a espessura da chapa e o número de reforços aplicados, tal como sugere a Figura 2.10. (Silvestre & Camotim, 2006).

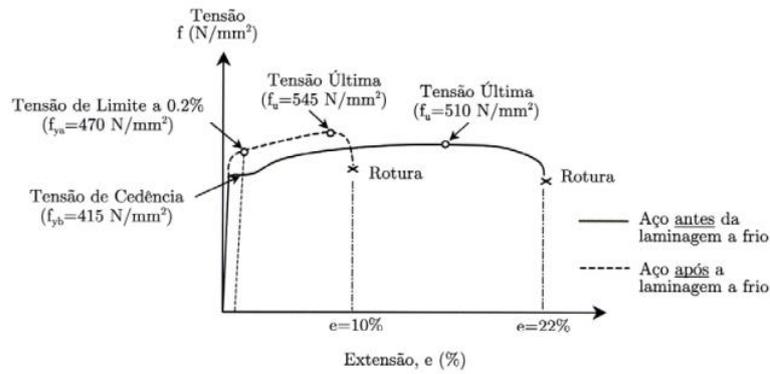


Figura 2.9 Endurecimento provocado pelo processo de enformagem a frio (Veríssimo, 2008).

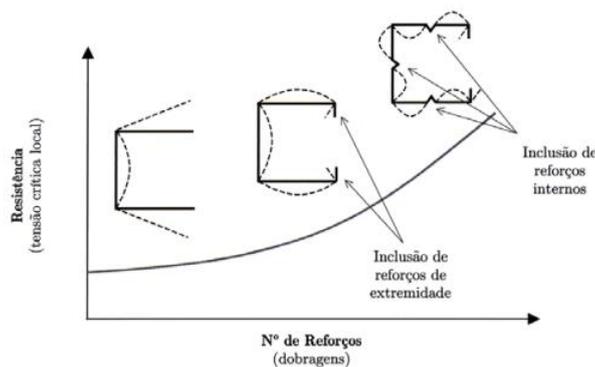


Figura 2.10 Influência do número reforços na capacidade resistente da secção (adaptado de Silvestre & Camotim, 2006).

O aço é um material suscetível à acumulação de tensões residuais, sendo este fator muito relevante nas suas propriedades mecânicas. A laminagem provoca tensões residuais mecânicas que variam ao longo da espessura da chapa (Gherzi *et al.*, 2002). Com o efeito da deformação imposta as fibras exteriores tendem a alongar, enquanto a parte central da chapa tende a não se deformar. As fibras internas resistem ao alongamento das fibras externas que por sua vez tentam esticar as internas. Desta interação resulta uma distribuição de tensões residuais de compressão à superfície e tensões residuais de tração na parte interna da chapa. Contudo o efeito das tensões residuais em elementos de parede fina pode ser negligenciável, devendo apenas ser considerado em fenómenos de instabilidade local pois pode aumentar o risco de encurvadura (Gherzi *et al.*, 2002). O surgimento de tensões residuais acontece também nos perfis laminados a quente, motivado por razões térmicas. Neste caso, a zona superficial deste tipo perfis tende a arrefecer mais rápido do que a zona interna resultando em tensões residuais de compressão à superfície e tensões residuais de tração no interior. As tensões residuais são menos condicionantes em perfis de espessura reduzida como os laminados a frio, em comparação com o que acontece em perfis laminados a quente.

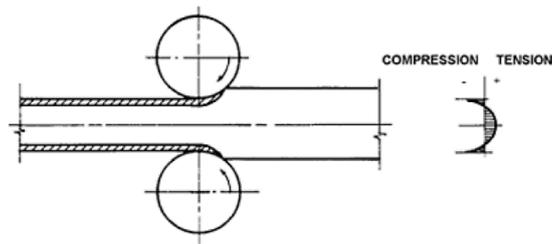


Figura 2.11 Distribuição das tensões residuais provocadas pela laminagem a frio (Gherzi *et al.*, 2002).

2.3.6 Características dos materiais

A cláusula 3.1 (1) da norma EN1993-1-3 indica que devem ser utilizados aços em perfis e chapas perfiladas adequados para serem enformados a frio e para receber soldadura em caso de necessidade. Os aços devem também ser adequados para serem galvanizados, ou seja, receber tratamento de zinco aquecido. Os aços galvanizados são preferenciais uma vez que a galvanização minimiza ou elimina problemas de corrosão. Normalmente, a proteção de zinco Z 275 (275g / m²) é o suficiente, no entanto para ambientes mais corrosivos é fundamental complementar com revestimentos apropriados. O aço laminado a frio apresenta geralmente uma tensão de cedência, f_y , num espectro entre 220 MPa e 500 MPa e uma tensão última entre 300 MPa e 750 MPa, respetivamente (Gherzi *et al.*, 2002; Silvestre & Camotim, 2006).

2.4 Vantagens e desvantagens dos perfis enformados a frio

As principais vantagens que resultam do uso de elementos enformados a frio são (Silvestre & Camotim, 2006; Verissimo, 2008; Batista 2014; Martins 2012):

- Elevada eficiência estrutural devido ao elevado rácio entre resistência e peso próprio;
- Devido á simplicidade do seu processo de fabrico, existe a possibilidade de fabrico de elementos estruturais destinados a suportar cargas reduzidas resultando assim numa otimização da quantidade de material utilizado. Tal não é possível em elementos laminados a quente estando condicionados a geometrias e dimensões *standard*, levando a que muitas estruturas desta natureza estejam sobredimensionadas;
- Os elementos de aço enformados a frio possuem tensões residuais menores relativamente aos perfis laminados a quente, devido ao seu processo fabrico ser realizado á temperatura ambiente;

- Podem ser obtidas diversas geometrias e dimensões, existe uma grande versatilidade no método de fabrico, permitindo a obtenção de elementos de maneira económica;
- Relativamente a outras soluções estes elementos apresentam grande facilidade de manuseamento, mobilidade e ainda armazenamento devido à capacidade dos elementos de determinadas geometrias se poderem encaixar;
- É possível implementar pré-fabricação de subestruturas em grande escala, resultando num controlo de qualidade rigoroso em fábrica e maior rapidez na construção em obra;
- Comparando com outras soluções tradicionais, os elementos enformados a frio são imunes a fenómenos de fluência e/ou retração à temperatura ambiente, ataque de fungos, xilófagos e térmitas;
- Os elementos enformados a frio apresentam boa durabilidade devido à galvanização;
- Os elementos enformados a frio são geralmente recicláveis contribuindo para sustentabilidade dos recursos disponíveis.

O uso perfis enformados a frio acarreta muitos benefícios como acabou de ser mencionado. No entanto, estes elementos apresentam algumas limitações que é necessário levar em conta. As principais desvantagens dos elementos enformados a frio são (Verissimo, 2008; Batista 2014; Martins 2012):

- Os elementos em aço enformados a frio são propícios à ocorrência de fenómenos de instabilidade como encurvadura, distorção e torção devido à sua espessura reduzida. No caso dos elementos laminados a quente estes fenómenos são menos condicionantes;
- O dimensionamento de perfis metálicos enformados a frio é mais complexo do que o de perfis laminados a quente, uma vez que na sua maioria, as secções transversais são de classe 4;
- Baixa resistência ao fogo sendo mais limitante neste caso do que para os perfis laminados a quente devido à sua espessura reduzida. As altas temperaturas degradam as propriedades mecânicas do material aumentando o risco de ocorrência de fenómenos de instabilidade;
- Necessitam de tratamentos contra a corrosão recorrendo-se na maioria dos casos à galvanização, procedimento em que se aplica um revestimento em zinco no elemento.

2.5 Comportamento estrutural dos perfis enformados a frio

Laim e Rodrigues (2011) desenvolveram um estudo com objetivo de analisar a resistência à flexão de vigas de aço enformado a frio. Para estudar o comportamento estrutural os autores realizaram ensaios experimentais à flexão de quatro pontos a elementos de viga e a respetiva modelação numérica. Os autores pretenderam criar uma análise comparativa do dimensionamento estrutural de diferentes secções transversais nomeadamente, vigas C, I-enrijecida, R e 2R tal como é ilustrado na Figura 2.12.

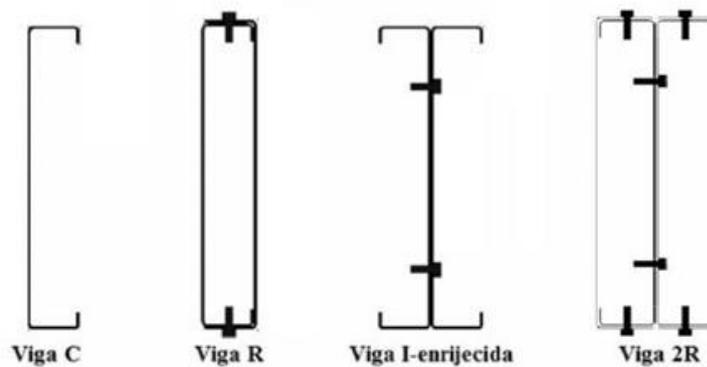


Figura 2.12 Secções transversais analisadas (Laim *et al.*, 2011).

Com o decorrer do ensaio à flexão verificou-se que a viga de secção C instabilizou, primeiro por encurvadura lateral-torsional, e posteriormente por encurvadura local da alma na secção a meio vão da viga como é ilustrado na Figura 2.13. No caso da viga de secção I-enrijecida a instabilização ocorreu primeiramente por encurvadura lateral-torsional e posteriormente registou-se a encurvadura distorcional do banzo comprimido, na Figura 2.14 é visível o resultado final. Na situação da viga R, registou-se a ocorrência da instabilidade por encurvadura distorcional do banzo comprimido do perfil U da vida, com o progresso do ensaio, ocorreu simultaneamente instabilização por encurvadura local da alma do perfil C e por encurvadura lateral-torsional (ver Figura 2.15). Para a viga 2R a primeira instabilização ocorreu por encurvadura distorcional do banzo comprimido do perfil U e posteriormente por encurvadura lateral-torsional (ver Figura 2.16).

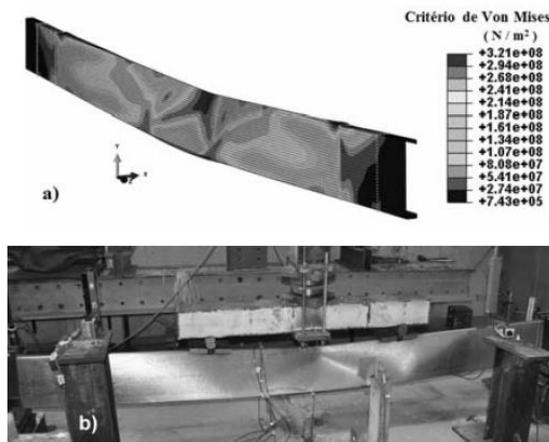


Figura 2.13 Instabilidade lateral-torsional verificada na viga do tipo C na análise numérica (a) e no ensaio experimental (b). (Laim et al. 2011)

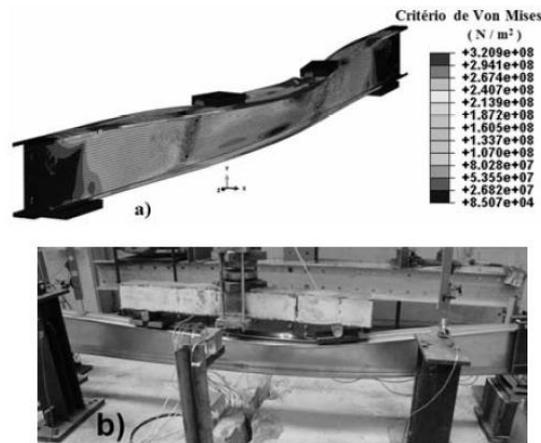


Figura 2.14 Instabilidade lateral-torsional verificada na viga do tipo I-enrijecida obtida na análise numérica (a) e no ensaio experimental (b). (Laim *et al.* 2011).

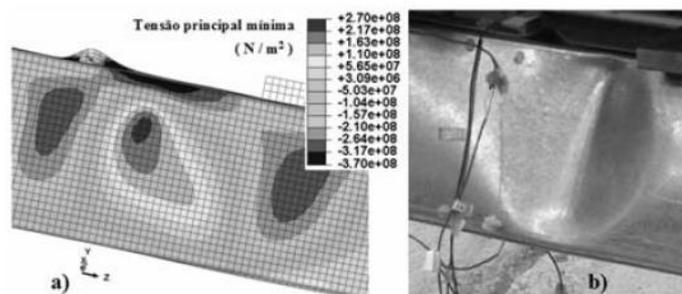


Figura 2.15 Instabilidade local e distorcional verificada nas vigas do tipo R obtida na análise numérica (a) e no ensaio experimental (b). (Laim et al. 2011)

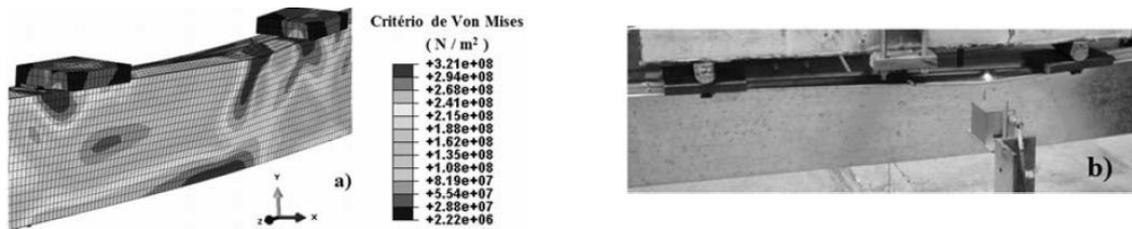


Figura 2.16 Instabilidade distorcional registada nas vigas do tipo 2R obtida na análise numérica (a) e no ensaio experimental (b). (Laim *et al.*, 2011).

Pela análise dos resultados obtidos dos ensaios á flexão concluí-se que as secções abertas, secção tipo C e I-enrijecida, apresentam uma apetência para instabilizaram por encurvadura lateral-torsional ao passo que as secções fechadas, viga R e 2R, demonstraram uma maior propensão a instabilizar por encurvadura distorcional do perfil U.

2.6 Lajes mistas de aço e betão

As lajes mistas de aço e betão são formadas por chapas perfiladas, correntemente designadas por chapas colaborantes e realizadas em aço enformado a frio, sobre as quais é colocado o betão. A camada de betão contém armadura para responder a efeitos de retração, de fluência, e momentos fletores negativos. As chapas são fixadas às vigas existentes por aparafusamento ou rebites. A chapa colaborante funciona como cofragem durante a betonagem, contudo, após o endurecimento do betão, será tracionada funcionando como uma armadura de tração (Almeida & Faria, 2008; Andrade *et al.*, 2004).

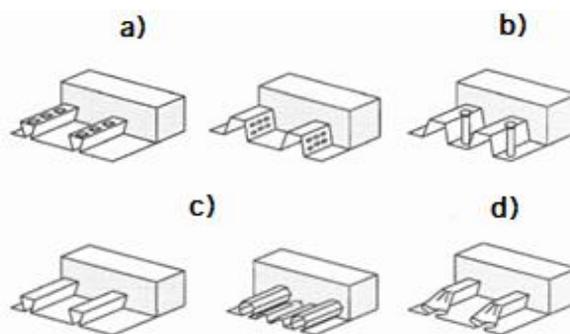


Figura 2.17 Geometrias e ligações comuns nas lajes mistas: a) interligação mecânica; b) interligação por atrito; c) amarração de extremidade com pernos de cabeça soldados através da chapa; d) amarração de extremidade por deformação da nervura (NP EN 1994-1-1:2011).

A aplicação de lajes mistas de aço e betão oferecem inúmeras vantagens, entre das quais se podem destacar as seguintes (Andrade *et al.*, 2004; Almeida & Faria, 2008):

- A chapa colaborante, uma vez fixada, oferece uma plataforma segura para o desenvolvimento dos trabalhos;
- Este sistema não requer a utilização de sistemas de cofragem para a realização da betonagem sendo a chapa só por si capaz de sustentar o peso próprio do betão húmido;
- O aço enformado a frio, material que compõe geralmente a chapa colaborante, é bastante leve permitindo um fácil manuseamento tornando todo o processo de montagem mais expedito;
- Estrutura com elevada rigidez e com peso próprio reduzido;
- Depois de realizada a fixação da chapa colaborante, os trabalhos no piso inferior podem avançar com segurança;
- Menor necessidade de armazenamento de materiais em estaleiro.

Apesar dos aspetos positivos mencionados existem algumas desvantagens relativas à utilização deste sistema que importam ser mencionadas (Almeida & Faria, 2008):

- Baixa resistência ao fogo e à corrosão, a chapa colaborante fica completamente exposta ao ambiente sendo necessário complementar o sistema com medidas preventivas contra o fogo e proteção contra a corrosão;
- Necessidade de mão-de-obra especializada.

2.7 Vigas mistas de aço e betão

As vigas mistas de aço e betão são uma solução estrutural amplamente adotada nos mais variados elementos construtivos, como edifícios e pontes. Neste projeto será apenas dada atenção à utilização de perfis enformados a frio cuja aplicabilidade se cinge a edifícios de pequena a média dimensão. O dimensionamento de elementos estruturais mistos deve cumprir as disposições previstas no Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1).

As vigas mistas são elementos estruturais extremamente eficientes uma vez que visam tirar partido da melhor qualidade de cada material, na secção gere tensões de compressão sobre o betão e tensões de tração sobre a secção de aço. O funcionamento misto entre os dois materiais, aço e betão, aumenta a resistência e a rigidez da viga, garantindo uma redução na quantidade de aço utilizada

que varia entre 30% a 50% relativamente a vigas não mistas (Davison, 2012). As vigas metálicas apresentam uma altura relativamente reduzida, pelo que permitem aumentar o espaço livre no edifício, podendo levar eventualmente a uma redução da altura do mesmo. Esta redução garante economia nos materiais necessários. As vigas mistas podem-se apresentar em duas configurações: simplesmente apoiadas ou contínuas. A construção de vigas simplesmente apoiadas é a mais competente a tirar partido da secção mista uma vez que a secção mista fica sujeita a momentos flectores positivos (ver Figura 2.18).



Figura 2.18 Diagramas de momento fletor de uma carga uniformemente distribuída para diferentes disposições de vigas: a) vigas simplesmente apoiadas; b) viga contínua.

2.7.1 Conexão e Interação

A resposta estrutural das vigas mistas de aço e betão está muito dependente da ligação existente na interface entre os dois materiais. Com a presença de esforços transversos estes vão gerar esforços longitudinais na interface da ligação entre o betão e o aço que se não forem resistidos irão gerar escorregamento excessivo entre os dois materiais comprometendo a capacidade resistente da viga.

Para entender melhor o funcionamento das vigas mistas de aço e betão, importa compreender os conceitos conexão e interação. A conexão diz respeito á capacidade resistente apresentada ao longo da interface entre o betão e o aço estando, que depende do tipo e quantidade de conectores aplicados. A interação relaciona-se com o deslocamento relativo ocorrido entre a secções de aço e de betão está, portanto, dependente da rigidez do sistema de conexão (Calado, 2010).

Numa situação de interação total, os conectores aplicados possuem rigidez suficiente para garantir que os deslocamentos relativos entre os dois materiais são muito pequenos e podem ser considerados nulos. A conexão total significa que incrementar o número de conectores não se reflete no aumento da resistência da secção uma vez que esta já se encontra capaz de desenvolver a sua resistência total plástica não estando condicionada pela conexão. Contudo, a existência de uma conexão total não implica que a interação seja total, já que o número de conectores pode ser aumentado sem que haja um aumento da resistência da secção diminuindo, no entanto, o escorregamento relativo observado entre os materiais.

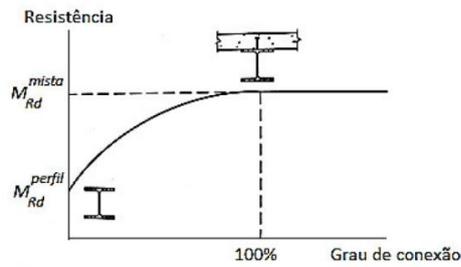


Figura 2.19 Relação entre conexão e resistência de seção mista (Calado, 2010).

Numa situação de conexão parcial, a seção mista não é capaz de desenvolver completamente a sua capacidade resistente (ver Figura 2.19), porque a interação entre as seções de aço e de betão é parcial, existindo por isso algum escorregamento. Para esta situação, o aumento do grau de conexão do nº de conectores implicará diretamente no aumento do grau de conexão. Para uma situação de conexão nula, não há transferência de esforços de corte entre os dois materiais, ocorrendo por isso o escorregamento máximo.

A hipótese de Navier-Bernoulli, que diz uma seção plana de uma peça linear não deformada mantém-se plana após a deformação, só é válida para situações de interação total, onde não existe escorregamento entre o aço e o betão. Para as restantes situações a hipótese de Navier-Bernoulli pode ser aplicada de maneira separada para cada material.

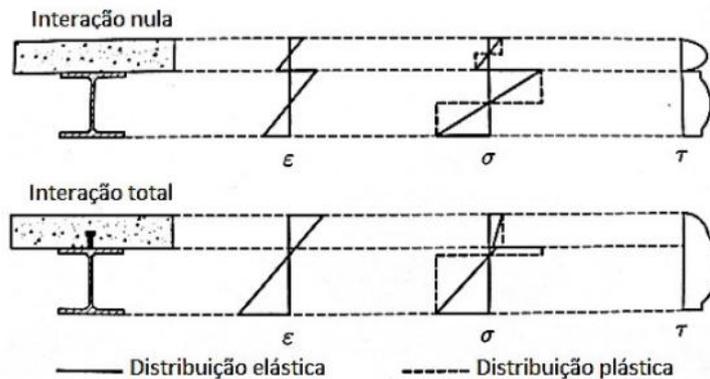


Figura 2.20 Efeito de interação na distribuição das tensões em seções mistas (Calado, 2010).

2.7.2 Uplift

A principal premissa inerente à utilização de vigas mistas de aço e betão é obter um funcionamento misto entre os dois materiais tirando partido das vantagens de cada um. Os conectores de corte são usados para garantir a ação mista e o comportamento global do elemento estrutural está muito

dependente da conexão existente entre o aço e o betão, (Valente, 2007). Para além de controlar o escorregamento, os conectores devem ser capazes de resistir a esforços de descolamento, também conhecido por *uplift*, entre o perfil metálico e o betão. O *uplift* surge quando se tem cargas suspensas numa viga mista e na presença de efeitos complexos que causem o aparecimento de esforços de torção. Este tipo de esforços transversais são na maioria dos casos muito menores do que os esforços de corte longitudinais.

2.7.3 Classificação dos Conectores

Quanto á sua ductilidade, os conectores são classificados em dois tipos, flexíveis e rígidos. Conectores do tipo rígido caracterizam-se por apresentar, sob carga, uma deformação muito reduzida que pode ser considerada nula. Deste modo, os elementos estruturais que apresentam conectores deste tipo, experimentam um escorregamento muito pequeno e os colapsos provocados resultam em roturas frágeis, se a rotura for condicionada pela conexão. Ao passo que conectores flexíveis exibem deformação sob carga verificando-se assim escorregamento relativo entre o aço e o betão e um tipo de rotura dúctil em elementos estruturais com este tipo de conector. Como consequência do seu comportamento, este tipo de conector fica sujeito a fenómenos de fadiga (Verissimo, 2007).

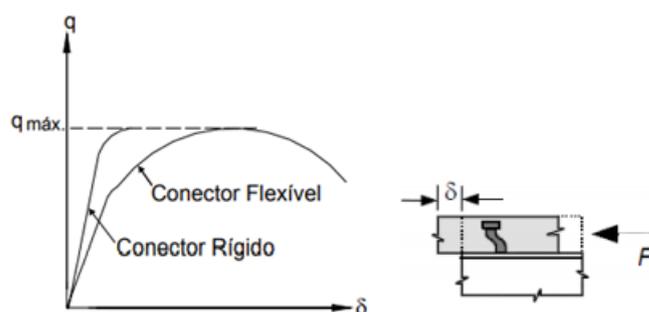


Figura 2.21 Tipos de conectores (Figueiredo, 2012).

O Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1, secção 6.6.1.1(5)) classifica conectores de corte como dúcteis sempre que se verifique um deslizamento característico δ_{uk} for superior a 6,0 mm. Em elementos estruturais mistos que contenham conectores do tipo dúctil, assume-se que é válida a redistribuição de esforços pelos conectores e por esta razão é possível adotar uma distribuição uniforme dos conectores no elemento estrutural. Na presença de conectores rígidos a hipótese de redistribuição dos esforços de corte não é válida.

2.8 Sistemas de conexão propostos por autores da bibliografia

Para alcançar a ação mista entre os perfis de aço enformado a frio e a laje de betão é fulcral empregar um sistema de conexão apropriado. Os tradicionais sistemas de conexão para vigas mistas consistem na soldadura de conectores no banzo da viga. Uma vez que se utiliza aço enformado a frio, a aplicação de soldadura não é recomendada devido á sua espessura reduzida (Hosseinpour *et al.*, 2021). Os elementos de viga mista contendo perfis de aço enformado a frio têm sido alvo de pouca atenção no contexto internacional. Nos pontos seguintes apresentam-se alguns estudos recentes que propõem sistemas de conexão engenhosos e expeditos, especificamente concebidos para perfis em aço enformado a frio.

2.8.1 Hanaor (2000)

Hanaor (2000) desenvolveu um trabalho sobre sistemas de conexão para vigas mistas no qual são propostas duas variantes de conectores que o autor designa por: “*embedded connection*” – conectores embebidos – e “*dry connection*” – conectores aplicados após o endurecimento do betão. Os sistemas do tipo “*embedded connection*” propostos consistem no uso de conectores em aço enformados em frio estes podem assumir duas formas como se representa na Figura 2.22, a fixação dos conectores á viga metálica longitudinal pode ser mediada por soldadura ou por aparafusamento.

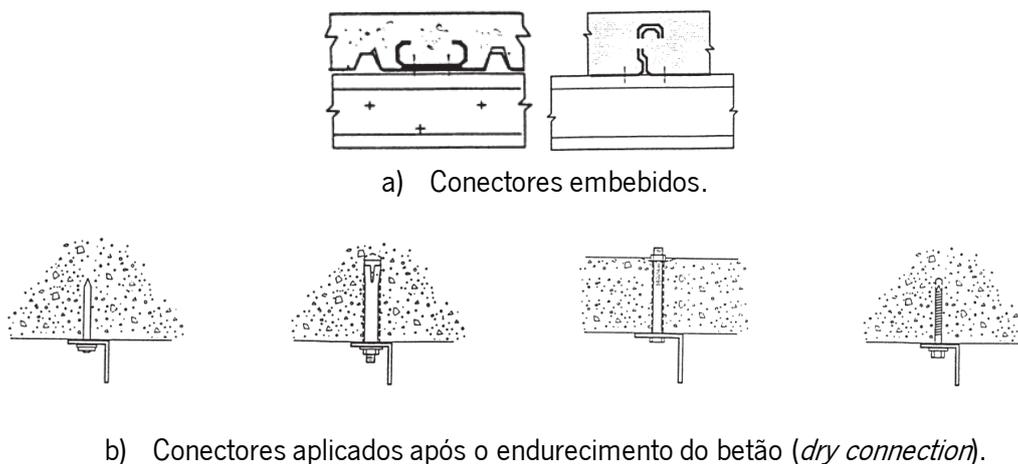


Figura 2.22 Sistemas de conexão para vigas mistas proposto pelo autor (Hanaor, 2000).

Os resultados observados da capacidade resistente obtidos pelo ensaio de tipo *push-out* mostraram-se geralmente em concordância com os resultados analíticos obtidos tendo em consideração as normas vigentes, sendo de salientar que os conectores *embedded connection* registaram uma carga resistente superior á prevista. Os conectores do tipo *embedded connection*, cuja fixação á viga era obtida por

soldadura, registaram uma resistência superior relativamente á fixação garantida por aparafusamento.

No ensaio á flexão das vigas mistas contendo os conectores do tipo *embedded connection* observou-se que os elementos em que a fixação era obtida por soldadura, registou-se uma carga máxima ligeiramente superior à obtida em elementos estruturais com elementos fixados por aparafusamento. Foi também observado que os elementos que continham soldadura registaram um escorregamento nulo, ao passo que os elementos fixados por aparafusamento registaram um escorregamento entre o intervalo 0,5 a 0,8 milímetros. Todas as vigas demonstram um comportamento dúctil atingindo a plastificação da secção transversal a meio vão.

As vigas mistas com conectores do tipo *dry connection* foram projetadas para exibirem uma interação parcial, tendo-se observado uma redução da rigidez que resultou do surgimento de algum escorregamento. Este comportamento demonstrou-se compatível com os resultados previstos analiticamente.

2.8.2 Lakkavally & Liu (2006)

O estudo conduzido por Lakkavally & Liu (2006) teve como objetivo analisar a eficácia dos sistemas de conexão entre perfis de aço enformado a frio a lajes de betão, e para tal foram realizados ensaios á flexão e também ensaios de tipo *push-out*. Os sistemas de conexão avaliados pelos autores foram baseados na utilização de perfis do tipo C e consistiram em alterações realizadas na zona do banzo. Deste modo foi avaliado o efeito de aberturas circulares, corte e dobragens e a aplicação de parafusos auto perfurantes. Na Figura 2.23 mostram-se os diferentes sistemas de conexão testados.



a)



b)

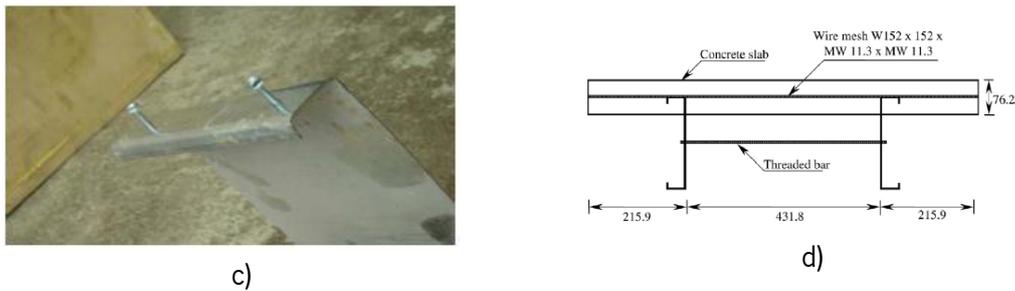


Figura 2.23 Sistemas de conexão para vigas mistas propostos por Lakkavally e Liu (2006): a) Aberturas circulares; b) Cortes e dobragens (LYLB); c) Parafusos auto perfurantes; d) Secção transversal da viga (Lakkavally & Liu, 2006).

Foram testados parâmetros como o espaçamento entre as alterações realizadas no banzo e a a espessura dos perfis metálicos. Foram também realizados ensaios que não possuíam qualquer alteração no banzo ou qualquer mecanismos de conexão para além do efeito aderente natural entre o aço e o betão. Estes ensaios de controlo permitiram provar que efetivamente as alterações realizadas no banzo provocam o melhoramento da conexão.

Após a realização dos ensaios verificou-se que o sistema de corte e dobragens (LYLB) gerou os melhores resultados, seguindo-se o sistema com aplicação de aberturas circulares. Verificou-se ainda que os provetes com os perfis de aço de maior espessura obtiveram melhores resultados, atingindo maior capacidade resistente. Devido á simplicidade, rapidez de execução e aos resultados verificados após os ensaios, o sistema de aberturas circulares apresenta-se como um método desejavel para o uso industrial.

2.8.3 Irwan *et al.* (2009 e 2011)

Irwan *et al.* (2011) apresentaram um método novo de conexão, denominado BTST, entre perfis de aço enformado a frio, secções tipo C dispostas *back-to-back*, e a laje de betão, que consiste em cortes e dobragens realizadas no banzo superior do perfil metálico (Figura 2.24) que seria posteriormente embebido na secção betão resultando na viga mista apresentada na Figura 2.25.

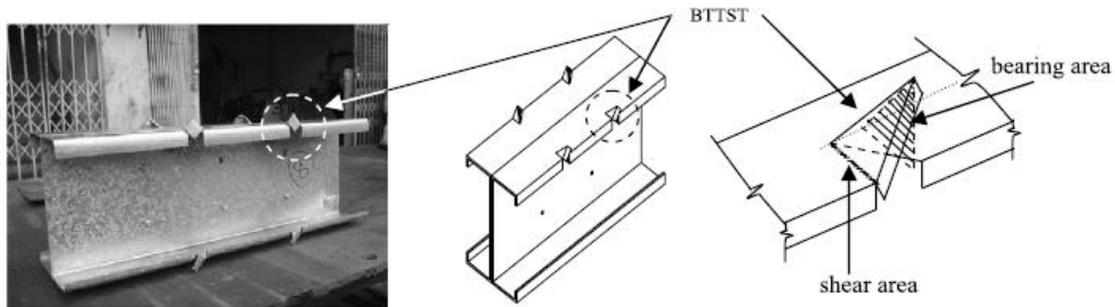


Figura 2.24 Sistema de conexão BTST (Irwan *et al.*, 2009).



Figura 2.25 Viga mista com sistema de conexão BTST (adaptado Irwan *et al.*, 2011).

Lakkavalli e Liu (2006) tinham proposto um sistema de conexão bastante similar também resultante de alterações efectuadas no banzo. O sistema de conexão LYL B (Lakkavalli and Liu bent-up) consiste no corte e dobragem executados no banzo superior que resultam em abas rectangulares dobradas tal como sugere a Figura 2.26.

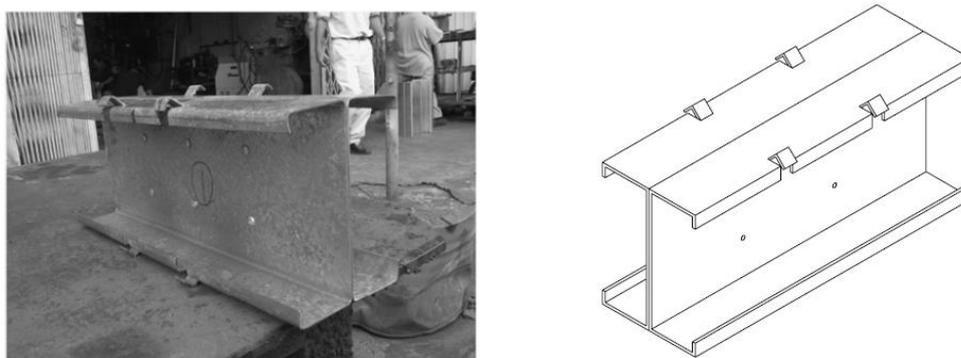


Figura 2.26 Sistema de conexão LYL B (Irwan *et al.*, 2009).

O comportamento estrutural de cada sistema foi observado através de ensaios á flexão em vigas mistas. Foram também realizados ensaios á flexão em vigas mistas contendo perfis metálicos

inalterados. O trabalho desenvolvido por Irwan *et al.* pretendeu ainda avaliar o efeito de parâmetros como a espessura do perfil metálico, a dimensão e o ângulo das dobragens e o seu espaçamento e ainda a capacidade resistente do betão.

A capacidade resistente ao corte teórica de cada provete foi determinada para cada provete com sistema de conexão BTTST. Esta foi determinada através de uma equação desenvolvida por Irwan *et al.* (2009) e tem por base conhecimento empírico obtido através de diversos ensaios do tipo *push-out*.

$$P_{tab} = 0,01L_fL_s \sin \theta \sqrt{f_{cu}E} + 0,5L_ftf_y \quad (2.1)$$

Sendo:

- P_{tab} : Capacidade resistente de corte do sistema BTTST (N);
- E : Modulo de elasticidade do betão (N/mm²);
- L_f : Comprimento da Aba (mm);
- f_{cu} : tensão de rotura do betão (N/mm²);
- L_s : Comprimento do vão da dobra (mm);
- t : espessura do perfil metálico (mm);
- θ : angulo da dobra (graus);
- f_y : tensão de cedencia do perfil metálico (N/mm²).

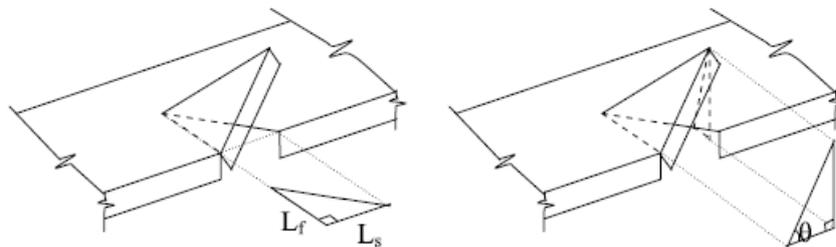


Figura 2.27 Dimensões e angulo do BTTST (Irwan *et al.*, 2009).

Após a realização dos ensaios, concluiu-se que os provetes que continham o sistema BTTST obtveram os melhores resultados, demonstrando maior capacidade resistente e menor deformação por flexão relativamente aos outros sistemas.

Verificou-se existir a capacidade resistente do sistema é maior com o aumento da espessura dos perfis metálicos, com o aumento do ângulo aplicado às abas triangulares e com o aumento da resistência de betão.

Os valores analíticos obtidos através da equação (2.1) demonstram, em todos os casos, uma aproximação por defeito aos valores experimentais. Apesar disto, os valores analíticos obtidos mostram concordância com os resultados experimentais.

2.8.4 Hsu *et al.* (2014)

Hsu *et al.* (2014) apresentaram um sistema inovador de vigas mistas usando betão armado e elementos em aço enformado a frio. O sistema é composto por uma laje mista, vigas em aço enformado a frio de perfis do tipo C com o posicionamento *back-to-back* e o elemento de conexão. O fator inovador apresentado pelos autores (ver Figura 2.28) reside no sistema adotado na ligação entre as vigas metálicas e a laje de betão, que é composto por um conector trapezoidal em aço enformado a frio, fixado ao longo do perfil metálico da viga, que fica embebido na laje de betão.

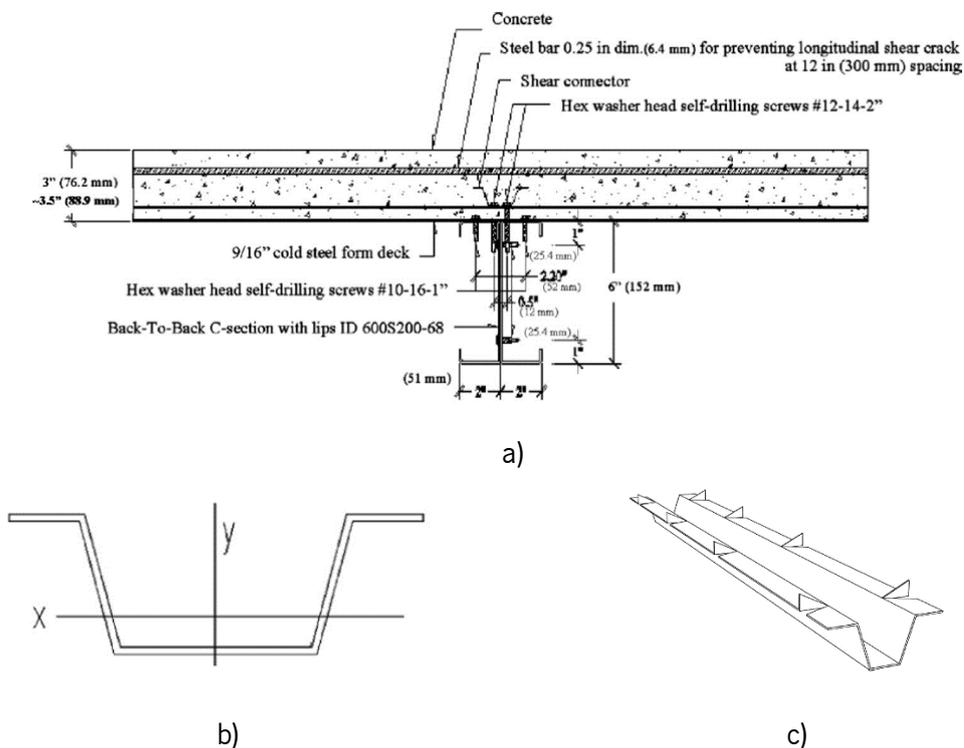


Figura 2.28 Sistema proposto pelos autores. a) Configuração da viga mista; b) Elemento de conexão; c) Elemento de conexão com alterações nas abas (Hsu *et al.*, 2014).

Para estudar a resposta estrutural do sistema proposto, os autores realizaram vigas de 2 tipos: vigas não-mistas – os autores deram esta designação às vigas sem o elemento de conexão entre o aço e o betão – e vigas mistas. Os autores quiseram avaliar qual seria o contributo da armadura no betão, tendo sido realizados ensaios em vigas mistas e não-mistas em que a laje é composta por betão

armado betão ou betão simples. Foram ainda testadas vigas contendo o elemento de conexão alterado. As alterações realizadas são ilustradas na Figura 2.28 c) e consistem no corte e dobragem efetuadas nas abas do elemento.

Realizados os ensaios á flexão, observou-se um comportamento idêntico entre as vigas mistas e não-mistas para uma fase inicial do ensaio até que o betão começa a fendilhar e a partir de aqui a viga não-mista vai desenvolvendo uma instabilidade que resulta do empenamento do banzo superior do perfil metálico da viga. Este comportamento foi observado para a situação em que foram aplicadas lajes com betão simples e lajes com betão armado. Registou-se um desempenho estrutural notoriamente superior nas vigas mistas, tendo se verificado uma maior ductilidade, resistência última. Como seria de esperar, as vigas mistas que continham a laje composta por betão armado obtiveram melhores resultados. A presença da armadura permitiu um melhor controlo na fendilhação do betão garantindo assim uma melhor interligação entre o betão e o aço levando a um aumento da resistência última e a um comportamento mais dúctil.

A solução proposta com o elemento de conexão modificado obteve um desempenho superior relativamente á solução com o conector inalterado. Observou-se uma reposta similar ao ensaio á flexão, no entanto a viga com o elemento modificado registou um aumento de 2% de capacidade de carga e 15% na sua ductilidade.

2.8.5 Lawson e Taufiq (2019)

Nesta investigação, os autores avaliaram a eficiência de uma configuração inovadora de vigas mistas entre perfis metálicos de aço enformado a frio e betão. Na Figura 2.29 é exibida a configuração proposta, que consiste no uso de 3 perfis metálicos do tipo C que se ligam entre si por aparafusamento. Os autores afirmam que esta configuração de viga mista pode ser aplicada em vãos até 8 metros e com carregamentos até 5 kN/m^2 .

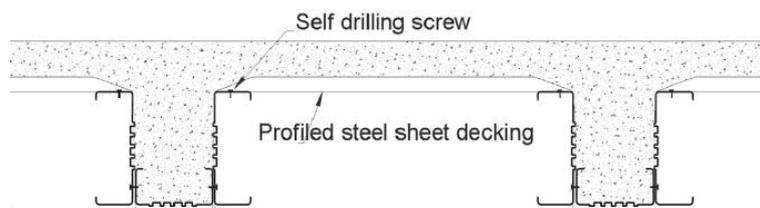


Figura 2.29 Sistema viga mista proposto por Lawson e Taufiq (Lawson & Taufiq, 2019).

Para estudar a resposta estrutural desta nova configuração, os autores realizaram ensaios á flexão. Foram criados dois tipos de viga com intuito de avaliar o contributo efetivo dos perfis laterais tendo sido implementados diferentes sistemas de conexão, em cada tipo de viga.

A viga do tipo 1 (ver Figura 2.30) consiste apenas na aplicação de um perfil metálico localizado na base. Neste tipo de vigas foi avaliada a conexão que deriva apenas da aderência natural entre o betão e o aço (Figura 2.30.a), a conexão obtida por aparafusamento no banzo (Figura 2.30.b) e na alma do perfil separadamente (Figura 2.30.c) e a conexão resultante de alterações realizadas na alma do perfil metálico (Figura 2.30.d). As alterações realizadas no banzo metálico são ilustradas na Figura 2.32 e trata-se de pequenas perfurações que criam relevos na superfície do perfil metálico.

Nas vigas do tipo 2 (ver Figura 2.31) são aplicados 3 perfis metálicos do tipo C ligados entre si por aparafusamento. Foram realizadas vigas deste tipo sem qualquer alteração dos perfis metálicos (Figura 2.31.a), vigas em com o perfil metálico central alterado (Figura 2.31.b) e vigas contendo os 3 perfis metálicos alterados (Figura 2.31.c).

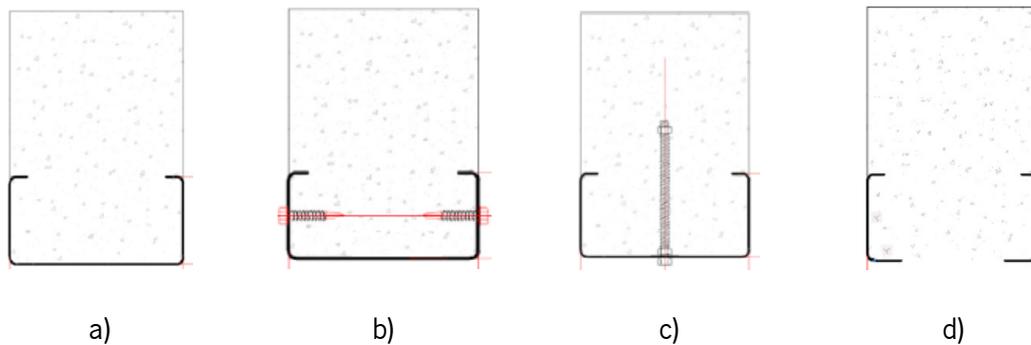


Figura 2.30 Tipos de conexão testadas em vigas tipo 1. a) Aderência entre o betão e o perfil metálico; b) Aparafusamento dos banzos; c) Aparafusamento da alma; d) Perfurações. (Lawson & Taufiq, 2019).

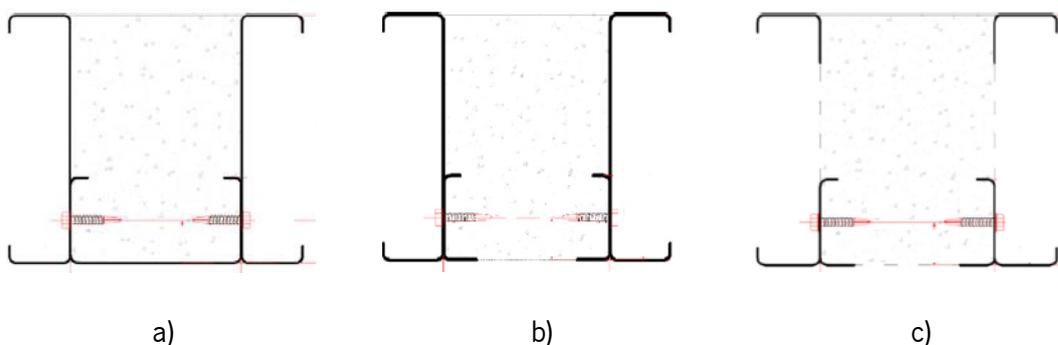


Figura 2.31 Tipos de conexão testadas em vigas do tipo 2. a) Aparafusamento; b) Aparafusamento e perfurações (perfil metálico da base); c) Aparafusamento e perfurações (todos os perfis metálicos) (Lawson & Taufiq, 2019).

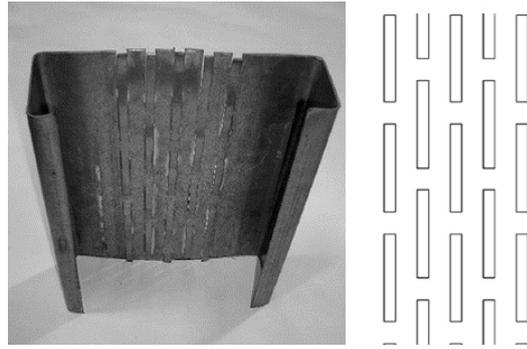


Figura 2.32 Detalhes da perfuração realizada no perfil metálico (Lawson e Taufiq 2019).

Para as vigas tipo 1 verificou-se que o sistema de conexão obtida por aparafusamento contribuiu relativamente pouco para a capacidade resistente e foi considerada mais significativa a contribuição do confinamento oferecido pela disposição do perfil metálico à secção de betão. As vigas com o sistema de perfuração demonstraram uma rigidez 20 % superior à das vigas que usavam o sistema de aparafusamento. Os elementos que possuíam o sistema de perfuração foram capazes de desenvolver a sua resistência total à flexão, não tendo ocorrido escorregamento.

As vigas que continham os perfis metálicos laterais demonstram um acréscimo na capacidade resistente e na rigidez que é 80 % superior à das vigas sem os perfis laterais. As vigas que possuíam o sistema de perfurações demonstraram uma capacidade resistente que no geral foi 30% superior à das vigas que possuíam perfis metálicos sem alterações. As vigas com perfurações nos 3 perfis apresentaram a maior carga resistente de todas as vigas testadas e também foram as únicas em que não se mediu escorregamento relativo.

2.8.6 Bai *et al.* (2020)

Bai *et al.* (2020) desenvolveram um estudo detalhado sobre a capacidade de ligação existente apenas baseada na aderência natural entre o perfil de aço laminado a quente de secção transversal em I e a laje de betão armado constituída por agregado de betão reciclado. A ligação entre os dois materiais foi analisada através da realização de ensaios *push-out*, como se mostra na Figura 2.33, onde é ilustrada a configuração do ensaio adotada. Os autores quiseram determinar o efeito de parâmetros como a espessura do perfil metálico, a capacidade resistente do betão, a espessura da camada de betão em volta do perfil, a taxa de armadura longitudinal e o comprimento do perfil metálico embebido na secção de betão sobre a capacidade resistente da conexão.

Tendo em conta a relação entre escorregamento e carga aplicada medida em ensaios do tipo *push-out* e no conhecimento empírico obtido a partir de diversos ensaios realizados pelos autores, foi possível estabelecer equações que permitem prever tensões e escorregamentos médios para diferentes fases do ensaio. Estas equações têm como variáveis os diferentes parâmetros anteriormente mencionados.

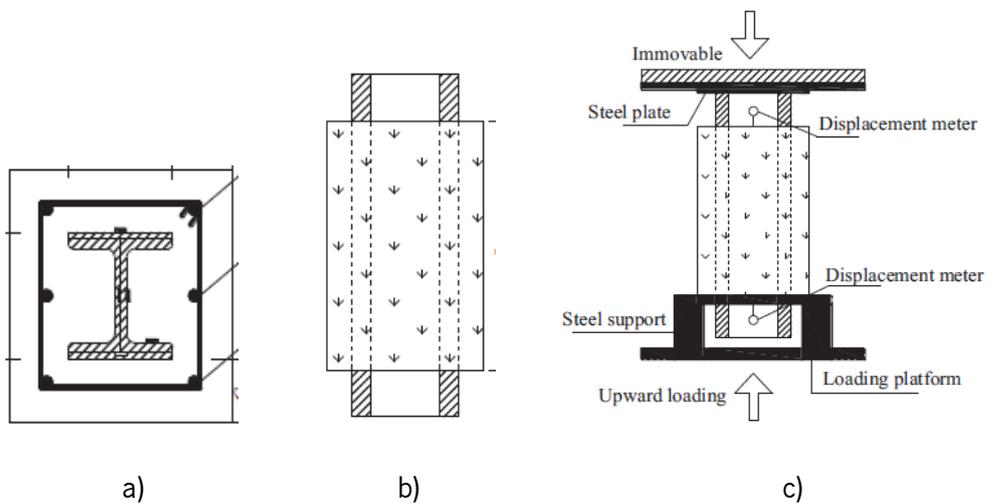


Figura 2.33 Configuração dos provetes usados. a) Secção transversal do provete; b) Perfil metálico embebido; c) Diagrama do ensaio tipo *push-out* (Bai *et al.*, 2019).

A partir da interpretação dos resultados dos ensaios, conclui-se que as extensões no sentido longitudinal do desenvolvimento do perfil metálico apresentam uma distribuição exponencial, em que a extensão máxima (ε_{max}) se verifica na extremidade de carregamento e a extensão mínima na extremidade livre. A formulação empírica da distribuição das tensões ao longo do comprimento de embebimento exibe-se na equação (2.2),

$$\varepsilon(x) = \varepsilon_{max} \cdot e^{-0,004x} \quad (2.2)$$

em que ε_{max} é a extensão máxima de ε (mm).

Uma vez determinada a distribuição das extensões, a distribuição das tensões pode ser obtida pela equação (2.3),

$$\tau(x) = \frac{0,004 \cdot A \cdot E}{C} \cdot \varepsilon_{max} \cdot e^{-0,004x} \quad (2.3)$$

em que,

- A é a área da secção do perfil metálico (mm^2);

- E é o módulo de elasticidade (MPa);
- C é o perímetro da secção do perfil metálico (mm).

A Figura 2.34 mostra a relação constitutiva entre a tensão média e o escorregamento com o decorrer do ensaio *push-out* na mesma secção que se aplica o carregamento. Numa fase inicial a tensão média aumenta com o aumento do escorregamento, de maneira que se pode considerar linear. Uma vez que atingida a tensão média de pico dá-se a rotura da ligação entre os materiais e o aumento do escorregamento leva a tensão média a decrescer gradualmente até se tornar estável atingindo a tensão média residual.

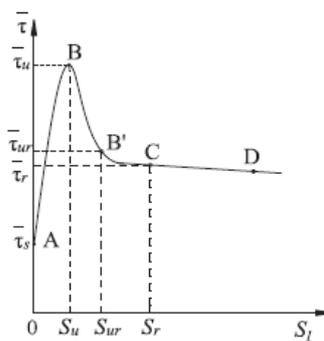


Figura 2.34 Diagrama típico $\bar{\tau}$ -S na secção de carregamento (Bai et al. 2020).

A resistência da ligação entre o betão e o perfil metálico é influenciada por parâmetros como a taxa de armadura transversal, a resistência à tração do betão, a espessura do perfil metálico e o comprimento embebido do perfil metálico. Os autores desenvolveram fórmulas empíricas que possibilitam a determinação da tensão média inicial $\bar{\tau}_s$, a tensão média de pico $\bar{\tau}_u$ e a tensão média residual $\bar{\tau}_r$.

$$\bar{\tau}_s = \left(-6,39 + \frac{3,74C_{ss}}{d} - 4,72 \sqrt{\frac{C_{ss}}{d}} - \frac{1,01l_e}{d} + 5,09 \sqrt{\frac{l_e}{d}} + 15,02\rho_{sv} + 15,02\rho_{sv} - 28,67\rho_{sv}^2 \right) f_t \quad (2.4)$$

$$\bar{\tau}_u = \left(-7,01 - \frac{15,16C_{ss}}{d} - 21,87 \sqrt{\frac{C_{ss}}{d}} - \frac{0,10l_e}{d} + 0,58 \sqrt{\frac{l_e}{d}} - 0,660\rho_{sv} + 12,08\rho_{sv}^2 \right) f_t \quad (2.5)$$

$$\bar{\tau}_r = \left(-8,48 - \frac{0,51C_{ss}}{d} + 14,60 \sqrt{\frac{C_{ss}}{d} - \frac{0,45l_e}{d}} + 2,26 \sqrt{\frac{l_e}{d} - 20,55\rho_{sv} + 39,78\rho_{sv}^2} \right) f_t \quad (2.6)$$

sendo que,

- C_{ss} é a espessura do perfil metálico (mm);
- ρ_{sv} é a taxa de armadura transversal;
- d é a altura do perfil metálico (mm);
- f_t é a tração resistente do betão (MPa).

Na mesma maneira, foram estabelecidas formulações empíricas para o escorregamento de pico S_u em mm, escorregamento de controlo S_{ur} em mm e escorregamento residual S_r em mm.

$$S_u = 4,07 + 0,01f_t^{3/2} + \frac{0,29C_{ss}}{d} - 0,33 \left(\frac{C_{ss}}{d} \right)^{2/3} + \frac{0,64L_e}{d} - 3,18 \left(\frac{L_e}{d} \right)^{1/2} + 0,58\rho_{sv} \quad (2.7)$$

$$S_{ur} = 17,22 - 0,03f_t^{3/2} + \frac{15,84C_{ss}}{d} - 17,42 \left(\frac{C_{ss}}{d} \right)^{2/3} - \frac{2,83L_e}{d} - 13,75 \left(\frac{L_e}{d} \right)^{1/2} + 14,68\rho_{sv} + 13,85\rho_{sv}^2 \quad (2.8)$$

$$S_r = -1,37 + 0,39f_t^{3/2} - \frac{16,51C_{ss}}{d} + 21,85 \left(\frac{C_{ss}}{d} \right)^{2/3} + \frac{0,86L_e}{d} - 3,98 \left(\frac{L_e}{d} \right)^{1/2} + 4,73\rho_{sv} \quad (2.9)$$

A relação entre a tensão média instalada na conexão e o escorregamento, para a secção do perfil em que se aplica o carregamento, foi modelada pelos autores através do uso de dois métodos estatísticos, modelo linear e o modelo lei de potencia. O modelo linear foi o método que revelou maior consistência com os resultados do ensaio como é demonstrado na Figura 2.35.

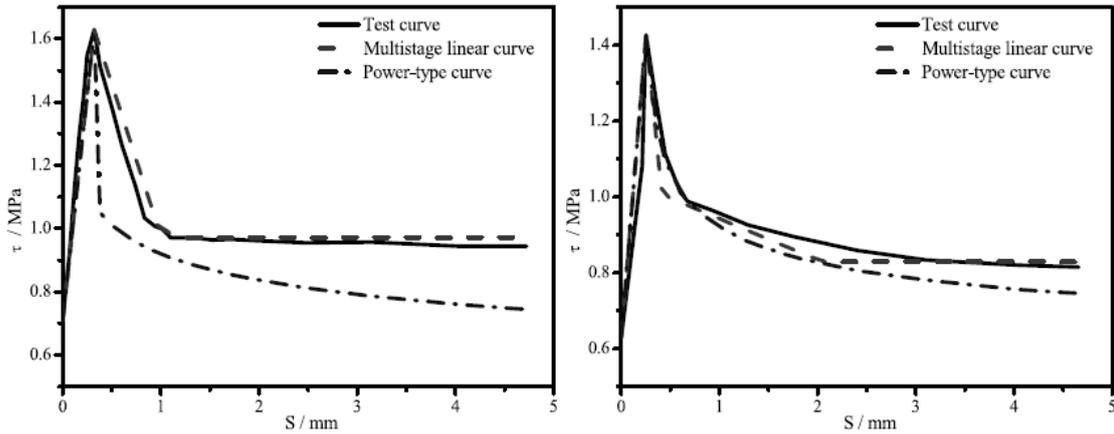


Figura 2.35 Modelações efetuadas e valores do ensaio $\bar{\tau}$ -S (Bai *et al.* 2020).

A modelação criada pelos autores pelo método modelo linear, para secção do perfil metálico onde se aplica o carregamento, segue-se:

➤ Segmento AB:

$$\bar{\tau} = \frac{\bar{\tau}_u \bar{\tau}_s}{S_u} + \bar{\tau}_s; 0 < S_t < S_u \tag{2.10}$$

➤ Segmento BB':

$$\bar{\tau} = \frac{\bar{\tau}_u - \bar{\tau}_{ur}}{S_u - S_{ur}} S_t + \frac{S_u \bar{\tau}_{ur} - S_{ur} \bar{\tau}_u}{S_u - S_{ur}}; S_u \leq S_t < S_{ur} \tag{2.11}$$

➤ Segmento B'C

$$\bar{\tau} = \frac{\bar{\tau}_{ur} - \bar{\tau}_r}{S_{ur} - S_r} S_t + \frac{S_{ur} \bar{\tau}_r - S_r \bar{\tau}_{ur}}{S_{ur} - S_r}; S_{ur} \leq S_t < S_r \tag{2.12}$$

➤ Segmento CD:

$$\bar{\tau} = \bar{\tau}_r; S_t \geq S_r \tag{2.13}$$

Tabela 2.1 Parâmetros e resultados obtidos para os diferentes provetes (Baie *et al.*, 2020).

Provete	f_c [MPa]	C_{ss} [mm]	L_e [mm]	ρ_s	τ_U [MPa]	τ_R [MPa]	S_U [mm]	S_R [mm]
SRRC-01	29,9	55	740	0,2	1,43	0,83	0,252	2,043
SRRC-02	32,43	55	540	0,2	1,63	0,97	0,321	1,182

SRRC-03	32,43	40	740	0,2	1,2	0,7	0,211	0,739
SRRC-04	32,43	70	740	0,2	1,68	0,98	0,192	1,326
SRRC-05	45,12	55	740	0,2	1,72	1,22	0,344	1,158
SRRC-06	26,61	55	740	0,2	1,27	0,73	0,301	1,266
SRRC-07	29,9	55	740	0,25	1,46	0,85	0,289	2,435
SRRC-08	29,9	55	740	0,3	1,47	1,1	0,126	0,834
SRRC-09	32,43	55	940	0,2	1,45	0,76	0,268	1,56
SRRC-10	34,6	40	540	0,2	1,12	0,49	0,305	1,082
SRRC-11	34,6	55	740	0,25	1,61	0,37	0,152	2,172
SRRC-12	34,6	70	940	0,3	1,5	0,54	0,593	2,483
SRRC-13	32,43	40	740	0,3	0,97	0,51	0,385	1,845
SRRC-14	32,43	70	540	0,25	1,16	0,65	0,183	2,103
SRRC-15	21,59	40	940	0,25	0,91	0,41	0,255	1,25
SRRC-16	21,59	55	540	0,3	1,14	0,63	0,365	1,533
SRRC-17	21,59	70	740	0,2	1,04	0,64	0,258	1,212
Média					1,36	0,73	0,28	1,54

τ_U : Tensão máxima aplicada na ligação;

τ_R : Tensão residual instalada na ligação após a carga máxima;

S_U : Escorregamento para o qual ocorre τ_U ;

S_R : Escorregamento para o qual ocorre τ_R ;

f_c : Resistência á compressão do betão.

Na Tabela 2.1 são identificados os diferentes provetes testados estando descritas a suas propriedades assim como os respetivos resultados experimentais obtidos. Analisando os resultados experimentais do conjunto de provetes testados, verifica-se que a capacidade resistente da conexão apresenta uma relação de crescimento com o incremento da espessura do perfil metálico, espessura da camada de betão, resistência do betão, e taxa de armadura longitudinal. Verificou-se que com o aumento do comprimento de embebimento, as tensões máximas médias na ligação diminuem. As equações propostas demonstraram concordância com os resultados obtidos nos ensaios.

2.8.7 Hosseinpour *et al.* (2021)

Neste estudo, os autores avaliaram o comportamento de conectores aparafusados. Este tipo de conector tem a particularidade de impor tensões muito localizadas no perfil metálico, favorecendo o surgimento de diversos modos de rotura. O aço enformado a frio é um elemento que se caracteriza pela sua espessura reduzida ficando sujeito, principalmente para esta situação, a fenômenos de empenamento e rotura. A utilização de parafusos de classes reduzidas pode levar à ocorrência da rotura por corte dos mesmos.

Para avaliar o comportamento dos conectores relativamente aos esforços de corte, foram realizados ensaios do tipo *push-out* usando perfis do tipo C ligados *back-to-back*, tendo sido aplicados os conectores nos banzos deste, como se ilustra na Figura 2.36.

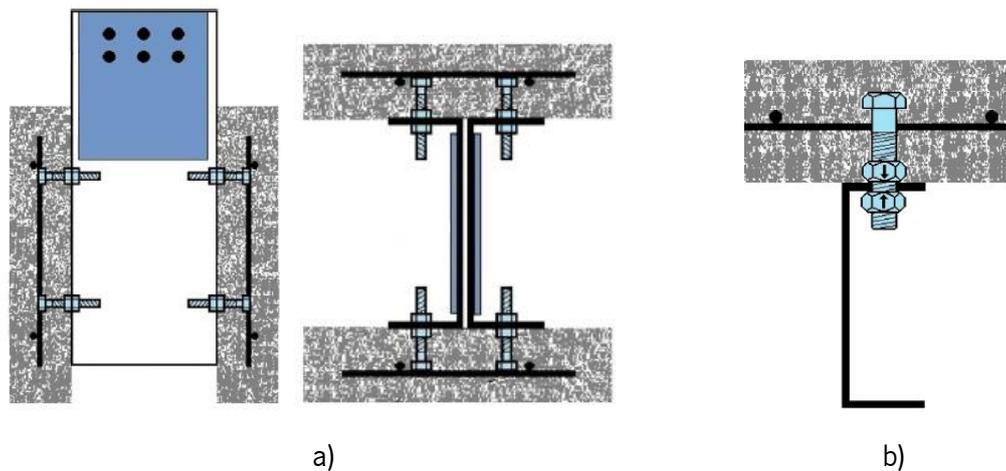


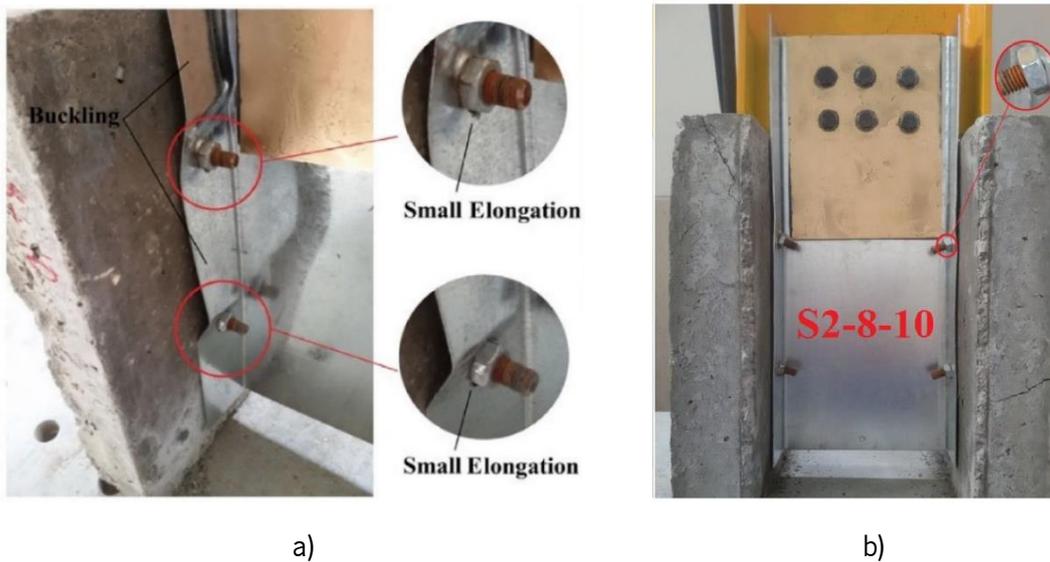
Figura 2.36 Configuração dos provetes do tipo *push-out* (a) e detalhe da ligação usada (b), (Hosseinpour, 2021).

Neste estudo os principais parâmetros que foram alvo de investigação foram: diâmetro e classe (referente à tensão de cedência e de rotura) do parafuso e espessura do perfil metálico. Foram considerados parafusos com o diâmetro igual a 8, 10 e 12 mm de classe igual a 5.6 ($f_u=500$ MPa, $f_y=300$ MPa) e 8.8 ($f_u=800$ MPa, $f_y=640$ MPa). Os perfis metálicos aplicados nos provetes apresentaram uma espessura igual 1 e 2 mm.

Depois de realizados os ensaios, observou-se os provetes com perfil metálico de 1 mm de espessura apresentaram uma carga resistente mínima e máxima por conector igual a 6,2 kN e 8,6 kN respetivamente. Para os provetes que possuíam o perfil metálico com 2 mm de espessura, registou-se uma carga mínima e máxima por conector igual a 15,6 kN e 26,8 kN, respetivamente. Como esperado, os provetes com perfil metálico de espessura maior obtiveram cargas resistentes mais

elevadas e o mesmo se observou relativamente aos restantes parâmetros. Os provetes com parafusos de classe 8.8 registaram cargas máximas mais elevadas, em comparação com os provetes em que foram utilizados parafusos da classe 5.6, tendo sido observado acréscimos na carga entre 1% e 30%. Em provetes com perfis de 2 mm de espessura, observou-se um aumento da carga resistente igual a 30%, quando se mudou do diâmetro de 8 mm para 12 mm, nas classes com parafusos 5.6 e um aumento de 70% para as classes de parafuso 8.8. Para os elementos com perfis de espessura igual a 1 mm, observou-se um aumento de capacidade resistente de 30%, independentemente da classe dos parafusos.

Em todos provetes com perfis metálicos de espessura igual a 1 mm, registou-se apenas a ocorrência empenamento distorcional na zona do banzo. Nos provetes com perfis metálicos de 2 mm espessura, observou-se a plastificação dos parafusos (ver Figura 2.37.b) e um ligeiro empenamento do banzo junto da furação dos parafusos (ver Figura 2.37.a). Para os provetes com parafusos de classe 5.6 e diâmetro igual a 8 mm verificou-se uma rotura pelo parafuso (ver Figura 2.37.c). Todos os elementos demonstraram um comportamento dúctil, com exceção do provete onde a rotura ocorreu pelos parafusos.



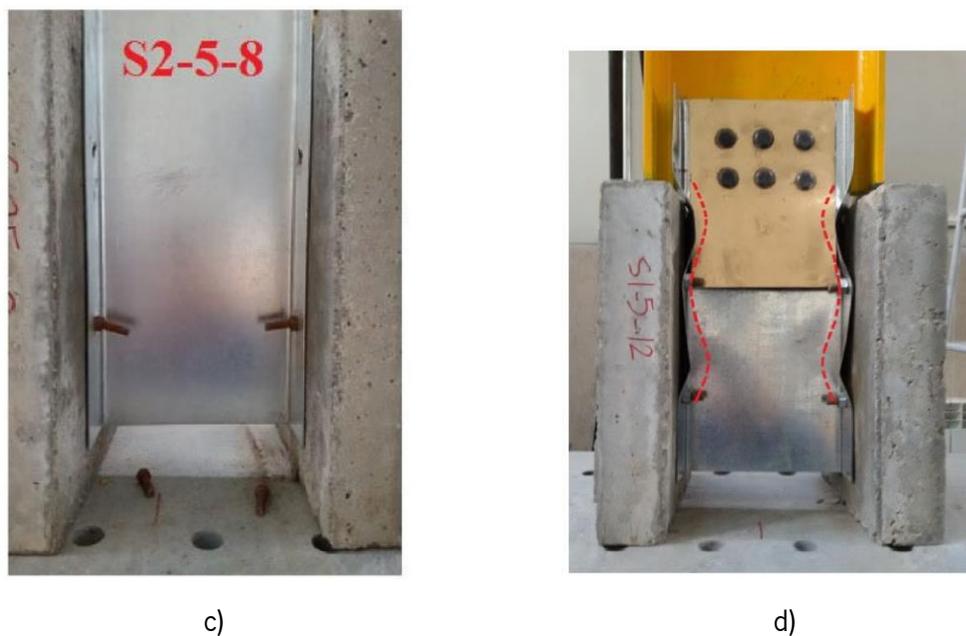


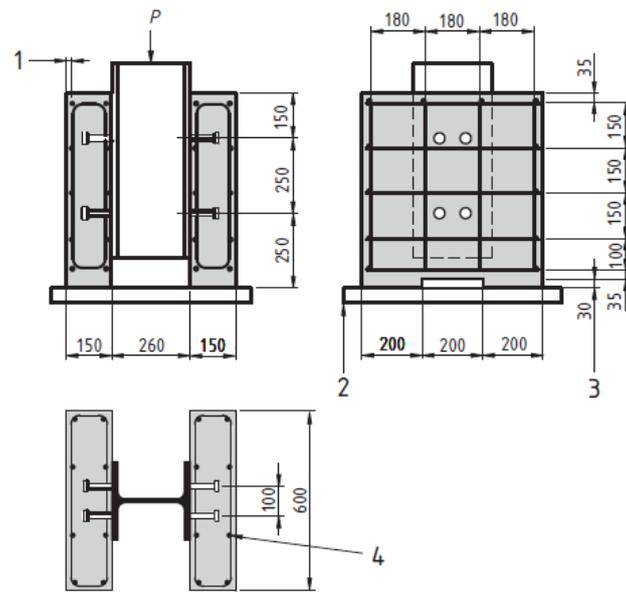
Figura 2.37 Modos de rotura observados: a) Empenamento junto da furação e do banzo; b) Plastificação dos parafusos; c) Rotura por corte dos parafusos; d) Empenamento distorcional (Hosseinpour *et al.*, 2021).

2.9 Ensaio de tipo *push-out*

O comportamento da conexão entre o aço e o betão tem um enorme impacto no comportamento global da estrutura. A definição do comportamento de conectores de corte é muito difícil de se traduzir por via analítica. O fator mais preponderante relativo aos conectores de corte prende-se com a relação entre os esforços de corte transmitidos e o correspondente escorregamento. Para quantificar esta relação podem ser usados ensaios em escala real ou em escala reduzida (*push-out*).

O Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1 2011) é a norma que descreve como projetar estruturas mistas de aço e betão. Nesta norma, encontram-se descritos ensaios que são essenciais para avaliar o comportamento de elementos estruturais mistos, como é o caso do ensaio de tipo *push-out*.

O ensaio de tipo *push-out* é usado para avaliar a capacidade resistente de conectores metálicos. Na Figura 2.38 exibe-se a geometria do provete para um ensaio normalizado, que consiste num perfil metálico com secção de tipo I ligado a duas lajes de betão através de um conjunto de conectores.



Legenda:

- 1 recobrimento 15 mm
- 2 assente em argamassa ou gesso
- 3 reentrância facultativa
- 4 armadura: varões nervurados $\phi 10$ mm de alta aderência com $(450 \leq f_{\text{ad}} \leq 550) \text{ N/mm}^2$
perfil de aço: HE 260 B ou UC 254 \times 254 \times 89 kg

Figura 2.38 Provete padrão para o ensaio *push-out* (NP EN 1994 1994-1-1 2011).

A força P é aplicada sobre o perfil metálico fazendo este deslizar relativamente às lajes. Como o deslizamento está diretamente relacionado com a força aplicada pelo atuador, estabelece-se uma relação entre a força aplicada e o deslocamento relativo entre o perfil metálico e as lajes de betão, descrevendo desta maneira o comportamento dos conectores ao longo do ensaio.

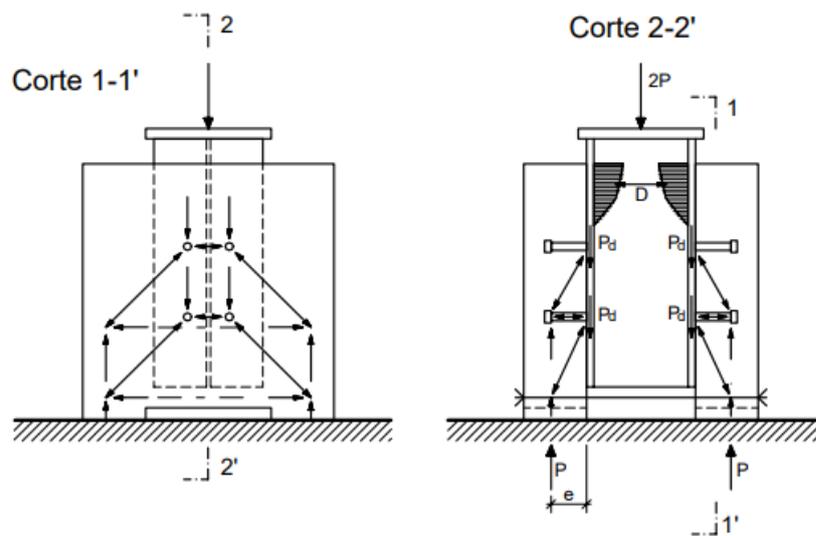


Figura 2.39 Fluxo de forças num ensaio *push-out* normalizado (Cruz *et al.*, 2006).

2.9.1 Preparação dos provetes

O Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1 2011) descreve um conjunto de considerações para ter em conta na preparação dos provetes de tipo *push-out*.

- As lajes devem ser betonadas na horizontal;
- A aderência entre o aço e o betão não deve ter influência no ensaio e para isso os banzos do perfil metálico devem ser oleados;
- Quando se realiza a betonagem devem ser preparados, no mínimo, quatro provetes de betão que são curados ao ar juntamente com os provetes do ensaio *push-out*. A resistência do betão f_{cm} deverá ser considerada igual ao valor médio das resistências;
- A resistências do betão á compressão f_{cm} deverá possuir um valor no intervalo de $70 \% \pm 10 \%$ da resistência especificada para o betão a utilizar nas vigas para o ensaio. Esta condição pode ser verificada pela utilização de betão de qualidade especificada, mas efetuando os ensaios antes de decorrido 28 dias após a betonagem dos provetes;
- A tensão de cedência, resistência á tração e a extensão máxima dos conectores deverá ser determinada;
- Se para as lajes forem utilizadas chapas perfiladas de aço, a resistência à tração e a tensão de cedência da chapa perfilada de aço deverão ser obtidas com base em ensaios realizados sobre amostras cortadas das chapas utilizadas nos ensaios.

2.9.2 Metodologia do Ensaio

Os procedimentos do ensaio *push-out* encontram-se descritos na norma EN 1994-1-1 (2011). Uma vez posicionado o provete no pórtico de ensaio, o ensaio *push-out* consiste em registar a carga aplicada P e o correspondente movimento relativo entre o perfil metálico e as lajes de betão. De acordo com este documento, deve-se cumprir os seguintes passos:

- Inicialmente a carga aplicada deverá atingir cerca de 40 % da carga de rotura estimada e posteriormente deverão ser realizados 25 ciclos de carga e descarga, entre 5 % e 40 % da carga de rotura estimada;
- Concretizados os ciclos de carga e descarga, o ensaio é controlado pela deformação, ou seja, a medida de controlo é o escorregamento relativo entre o betão e o perfil metálico;
- A deformação imposta deverá ser efetuada gradualmente, de modo a que não ocorra antes de decorridos 15 minutos;
- O escorregamento entre a laje de betão e o perfil metálico é medido de forma contínua durante o ensaio;
- Considera-se o ensaio terminado quando se verificar uma redução igual a 20 % da carga máxima;
- A separação transversal entre a laje de betão e o perfil metálico deverá ser medida durante o ensaio e realizada o mais próximo possível de cada grupo de conectores.

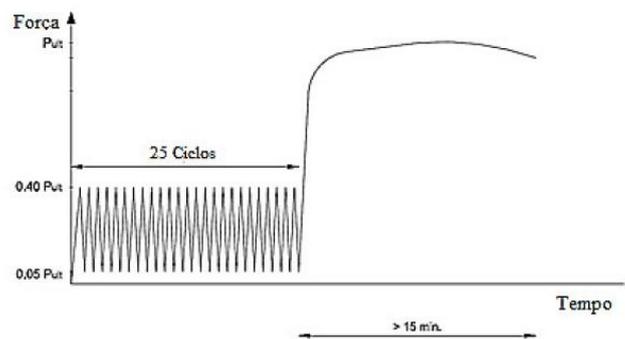


Figura 2.40 Esquema do carregamento realizado durante o ensaio *push-out* (Valente 2007, adaptado).

2.9.3 Análise de Resultados

A norma EN 1994-1-1 (2011) apresenta algumas considerações no tratamento e análise dos resultados obtidos no ensaio *push-out*.

Para uma situação que tenham sido realizados três ensaios sobre provetes teoricamente idênticos e que o desvio de cada resultado do ensaio não exceda mais de 10 % da média total, o cálculo da resistência deverá ser determinado ser realizado da seguinte forma:

- 1 O valor característico da resistência P_{Rk} é igual á carga de rotura mínima, dividida pelo número de conectores, reduzida em 10 %;
- 2 O valor de calculo da resistência P_{Rd} deverá ser obtido a partir da equação (2.14),

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (2.14)$$

sendo que,

f_u é a resistência última especificada para o material dos conectores;

f_{ut} é a resistência última real do material dos conectores utilizados no provete;

γ_V é o coeficiente parcial de segurança relativo á conexão de corte.

Na situação em que se registe um desvio superior a 10 %, relativamente á média, será necessário realizar no mínimo mais três ensaios do mesmo tipo. Posteriormente, a análise e o tratamento dos dados deverá ser efetuada segundo a norma EN 1990, Anexo D;

A capacidade resistente do conector ao *uplift* é verificada no instante em que os conectores estão solicitados a 80 % da sua carga última e a separação transversal entre o perfil em aço e as lajes de betão deve ser inferior a 50 % do escorregamento relativo entre a laje e a viga. Caso estas condições não se verifiquem, os resultados do ensaio não são satisfatórios.

A capacidade de escorregamento δ_u de um provete é igual ao escorregamento máximo medido ao nível da carga característica, tal como se mostra na Figura 2.41. A capacidade de escorregamento característica δ_{uk} será considerada igual ao valor mínimo δ_u obtido nos ensaios e reduzido de 10 %, ou igual ao valor determinado por avaliação estatística a partir da totalidade dos resultados dos ensaios. Neste último caso, a capacidade de escorregamento característica deverá ser determinada de acordo com o Anexo D da norma EN 1990.

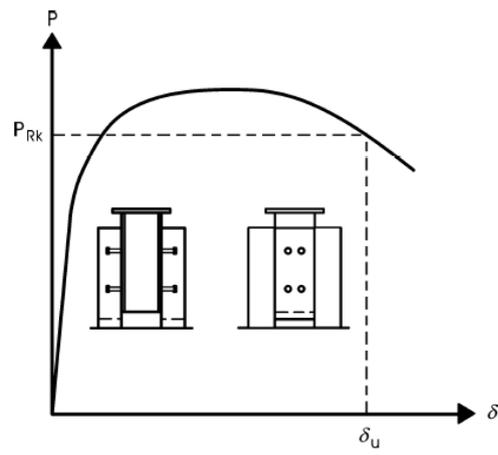


Figura 2.41 Determinação da capacidade de escorregamento δ_u (NP EN 1994-1-1 2011).

MODELO NUMÉRICO PRELIMINAR – ENSAIO TIPO *PUSH-OUT*

3.1 Introdução

Em qualquer que seja o domínio da engenharia, o estudo da resposta dos diferentes sistemas estruturais às perturbações externas é fundamental para se encontrar uma solução eficaz e otimizada. Esse comportamento pode ser determinado por via analítica, através de modelação numérica ou pela realização de ensaios experimentais.

A modelação numérica consiste na simulação virtual dos materiais e elementos que compõem um determinado elemento estrutural, prevendo com precisão tensões, deformações e extensões resultantes de perturbações externas. O uso da modelação numérica permite assim fazer uma observação minuciosa do comportamento do elementos estruturais, a cada momento da análise realizada. Aliado a este benefício existe a motivação económica deste método de análise que não requer o gasto de materiais, sendo possível avaliar diversos cenários possíveis e distintas soluções com um custo muito reduzido, o que é muito importante em problemas complexos. É comum observar-se a aplicação de modelação numérica em conjunto com ensaios experimentais. Desta maneira, o ensaio experimental serve para calibrar ou mesmo para validar a própria modelação numérica e esta por sua vez oferece um complemento de informação sobre o ensaio.

Neste capítulo, é realizada a modelação numérica do provete destinado ao ensaio de corte ou ensaio de tipo *push-out* cuja configuração foi inspirada no ensaio normalizado definido no Eurocódigo 4, Anexo B (NP EN 1994-1-1 2011). O principal objetivo deste ensaio é quantificar o esforço de corte máximo resistente do sistema de conexão existente entre o aço e o betão, a sua capacidade de deformação e o seu comportamento ao longo do carregamento.

A modelação numérica será realizada com recurso ao software Atena 3D. Este software, para além de possibilitar análises numéricas através do método dos elementos finitos, considera a não-linearidade dos materiais e é capaz de simular o comportamento do betão incluindo fenómenos de fendilhação. Foi desenvolvido especialmente para a modelação de elementos de betão armado (Costa, 2013) tendo disponíveis relações constitutivas específicas para o betão que permitem simular o seu comportamento com resultados satisfatórios. O desenvolvimento do modelo no software Atena 3D

desenvolve-se em três etapas. A primeira é o pré-processamento, que corresponde à inserção dos *inputs* essenciais do modelo como as características dos materiais, a definição geométrica, o tipo de malha e sua dimensão, as condições fronteira e as ações externas aplicadas. A segunda etapa corresponde ao processamento que consiste na análise computacional realizada pelo próprio software, onde se pode fazer um acompanhamento da evolução incremental das ações externas e respectivas deformações. O pós-processamento corresponde à terceira e última etapa e aqui podem ser consultados todos os resultados considerados relevantes pelo utilizador, correspondentes a cada passo incremental.

Os modelos numéricos apresentados neste capítulo foram desenvolvidos previamente à realização dos ensaios experimentais apresentados no Capítulo 4. Com estes modelos, pretende-se prever o comportamento experimental e fazer uma análise de sensibilidade a algumas variáveis dos ensaios. O betão utilizado no fabrico do provete será proveniente de uma central de betão e o perfil metálico será produzido numa fábrica especializada.

Como foi dito anteriormente existem determinados parâmetros que apenas poderão ser determinados após a realização do próprio ensaio experimental e que são relevantes para a configuração da interface entre o aço e o betão no modelo numérico. De maneira a realizar esta análise preliminar recorreu-se a dados obtidos em ensaios experimentais do tipo *push-out* em provetes com ligações similares entre o aço e o betão.

3.2 Modelo Base

Os provetes do tipo *push-out* aqui desenvolvidos são compostos por um perfil metálico em aço enformado a frio, resultante da soldadura de dois perfis do tipo C (100x42x2) adotando uma configuração *back-to-back* (ver Figura 2.31).

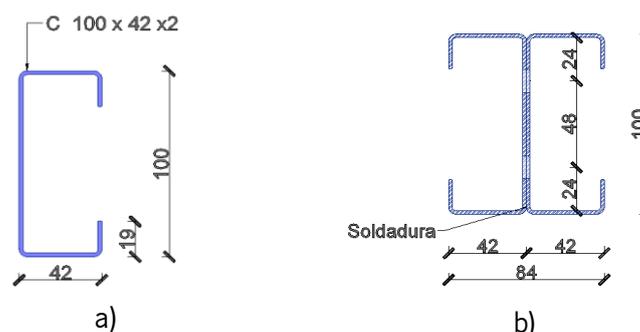


Figura 3.1 Perfil metálico adotado no provete: a) Perfil tipo C; b) Perfil metálico soldado.

O perfil metálico fica parcialmente embebido num bloco de betão. A superfície externa dos banzos é desligada do contacto com o betão e o volume sob o perfil metálico é vazio tal como sugere a Figura 3.2, o que permite impor movimento ao perfil metálico quando se aplica carga, mobilizando a capacidade resistente da interface aço-betão. Importa ainda acrescentar que nos provetes *push-out* aqui tratados não será usada armadura.

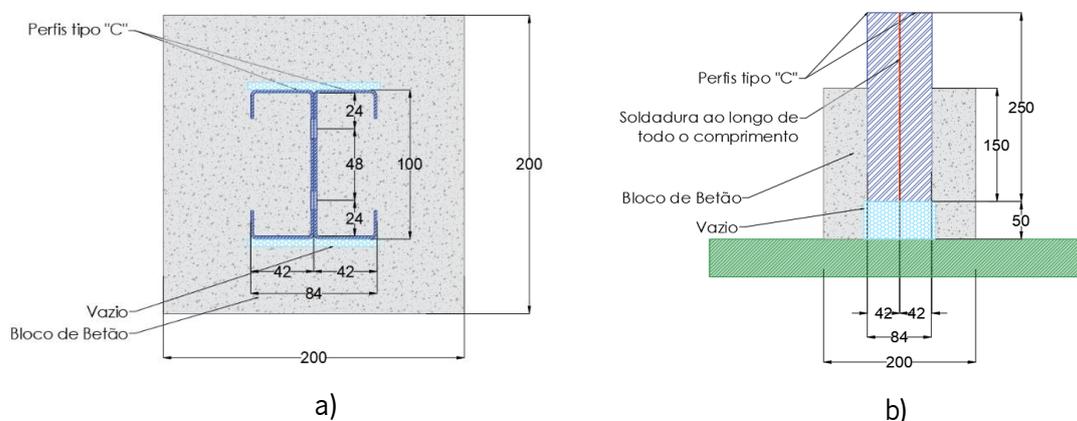


Figura 3.2 Modelo base do provete do ensaio do tipo *push-out*. a) Vista em planta; b) Vista em corte.

Pretende-se realizar a análise preliminar em todos os provetes *push-out* planeados para a campanha experimental. Os restantes provetes adotam um modelo geométrico similar àquele que se exhibe na Figura 3.2, e diferenciam-se apenas pelo perfil metálico utilizado. Pretende-se realizar a análise preliminar em provetes contendo sistemas de conexão que consistem em alterações efetuadas no perfil metálico, como se exhibe na Figura 3.3. O objetivo é aferir se o modelo adotado para os provetes é viável para o ensaio experimental.

Na campanha experimental são avaliados 3 tipos provetes, sendo que dentro de cada tipo existem variantes. Os tipos de provetes e suas variantes são listados e sucintamente descritos a seguir:

- P-L: São designados por PL os provetes que apresentam o perfil metálico liso (ver Figura 3.3.a). Nestes provetes pretende-se estudar o efeito da ligação entre o aço e o betão. Por esta razão, pretende-se construir provetes PL com diferentes comprimentos de embebedimento no betão, 150 mm, 125 mm e 100 mm sendo estes designados por PL-150, PL-125 e PL-100 respetivamente;
- P-B: Este tipo de provetes possuem um sistema de conexão que consiste na furação do perfil metálico em forma de semicírculo (ver Figura 3.3.b). Tenciona-se construir estes elementos contendo um nível de conectores e também com dois níveis de conectores (na figura 3.3 b) representam-se dois níveis de conectores) sendo estes designados por P-B.1 e P-B.2 respetivamente;

- P-C: Nestes elementos, é implementado o sistema de conexão que consiste no corte e dobragem da aba do perfil metálico (ver Figura 3.3.c). Estes elementos serão construídos contendo um e dois níveis de conectores os quais de se designam receptivamente por P-C.1 e P-C.2.

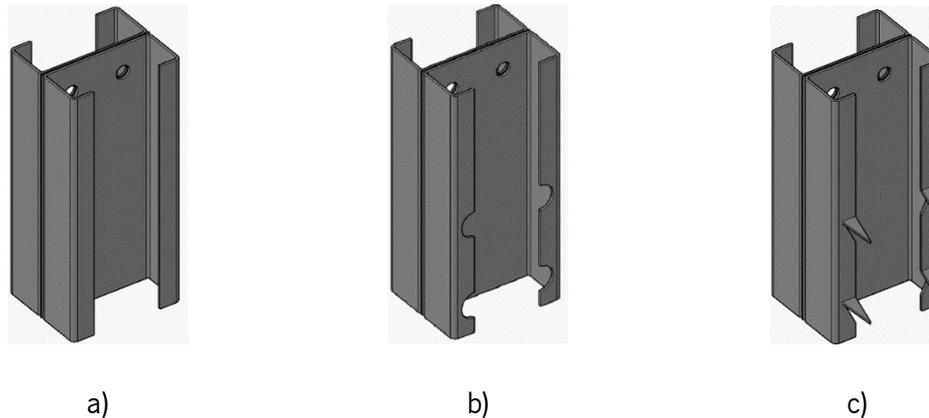


Figura 3.3 Tipos de sistemas de conexão considerados: a) aderência entre aço e betão; b) furações em forma de semicírculo; c) corte e dobragens das abas;

No ensaio do tipo *push-out* sucedem-se incrementos sucessivos de deslocamento aplicado no topo do perfil metálico que se vai movimentando em relação à superfície de betão. A cada incremento de deslocamento corresponde uma carga aplicada ao perfil metálico que é transferida para o bloco de betão através do sistema de conexão existente ao longo do comprimento de embebimento. Ao longo deste comprimento são colocados transdutores de deslocamento que permitem quantificar o escorregamento entre os elementos de aço e de betão. Assim, sendo conhecidas as forças aplicadas e os respetivos escorregamento, é possível definir a carga máxima aplicada ao sistema, as deformações sofridas nos conectores ao longo do ensaio e a sua ductilidade.

O modelo base será explicado de maneira mais detalhada uma vez que os restantes derivam deste. Serão descritas as alterações consideradas, relevantes nos restantes modelos.

3.2.1 Materiais

O processo de modelação inicia-se sempre pela definição dos materiais que serão usados. A caracterização dos diferentes materiais no Atena 3D é realizada com base na seleção da respetiva lei constitutiva. O *software* disponibiliza várias leis diferentes que devem ser cuidadosamente selecionadas. Nos pontos seguintes será exibido as propriedades adotadas nos materiais aplicados no provete.

3.2.1.1 Bloco de betão

Na caracterização do bloco de betão foi selecionada a lei constitutiva *3D Nonlinear Cementitious 2* que considera um comportamento não linear do material quando sujeito a esforços de tração e compressão. Considerou-se um betão de classe C30/37 que apresenta um módulo de elasticidade médio (E) igual a 33,0 GPa, o valor médio de tensão de rotura á compressão (f_c) de 38,0 MPa e a tensão de rotura á tração (f_t) de 2,9 MPa. As restantes propriedades exibidas na Figura 3.4 foram atribuídas por defeito pelo *software* para um betão com um valor característico da tensão resistente á compressão em cubos ($f_{ck,cube}$) igual 37,0 MPa.

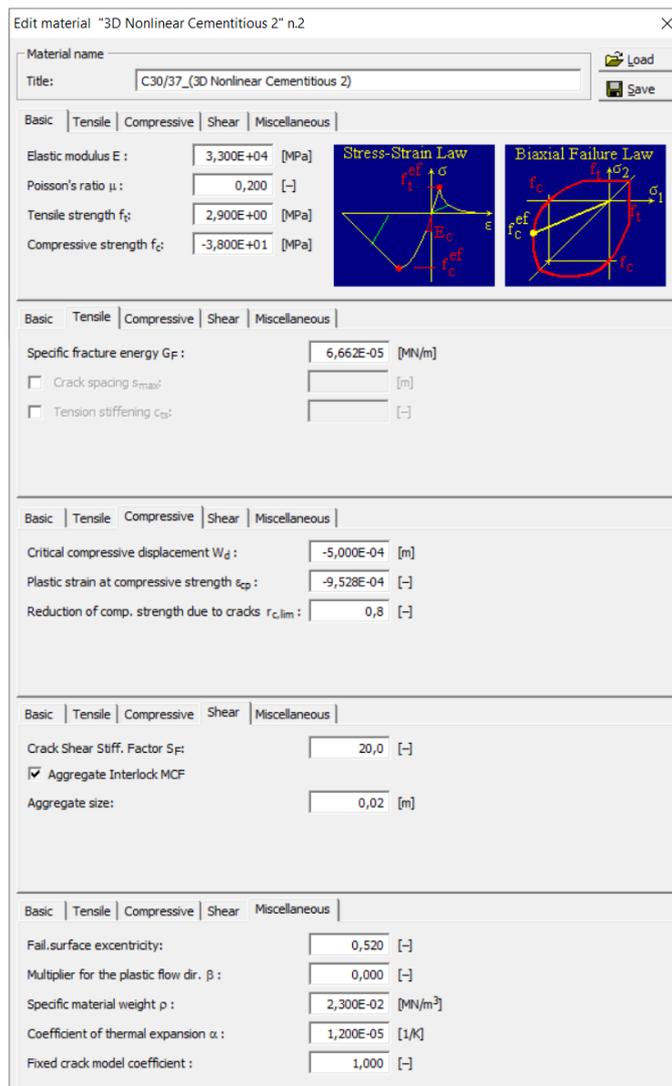


Figura 3.4 Propriedades consideradas para o betão.

3.2.1.2 Perfil Metálico

Para a caracterização do aço usado no perfil metálico foi selecionada a lei constitutiva *3D Bilinear Steel Von Mises* que considera um comportamento elasto-plástico associado ao critério de rotura *Von Mises*. Para o perfil metálico, foi considerado um aço com tensão de cedência (σ_y) de 280 MPa e com um modulo de elasticidade (E) igual a 210 GPa

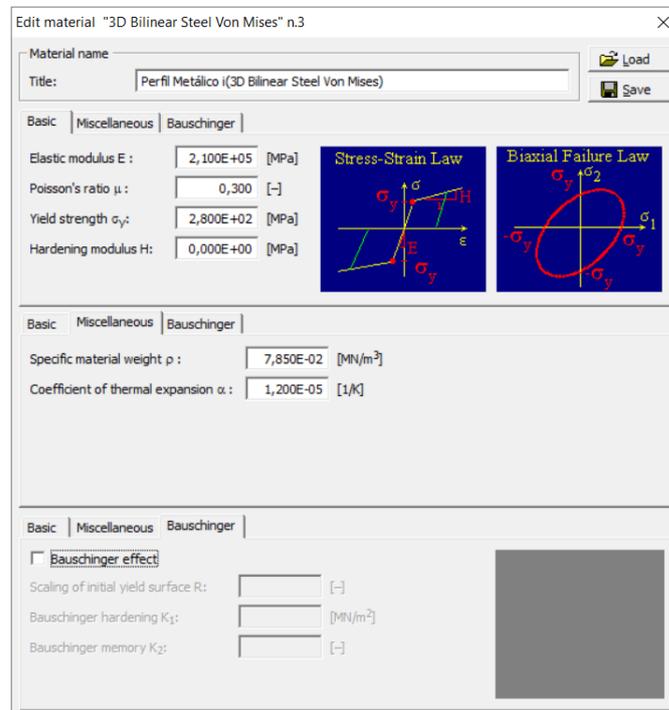


Figura 3.5 Propriedades consideradas para o aço usado no perfil metálico.

3.2.1.3 Elementos de distribuição de carga

Estes não fazem parte do provete real, no entanto são elementos que aplicam a carga diretamente no perfil metálico fazendo por isso parte do ensaio e que a modelação numérica tem intenção de reproduzir. Considerou-se que o material dos elementos de distribuição tem por base a lei constitutiva *3D Elastic Isotropic* que se traduz num material de comportamento linear elástico. Foi atribuído ao modulo de elasticidade (E) um valor 2100 GPa, com a intenção de fazer minimizar as deformações ocorridas nestes elementos. O valor atribuído ao coeficiente de *Poisson* (μ) é igual a 0,3.

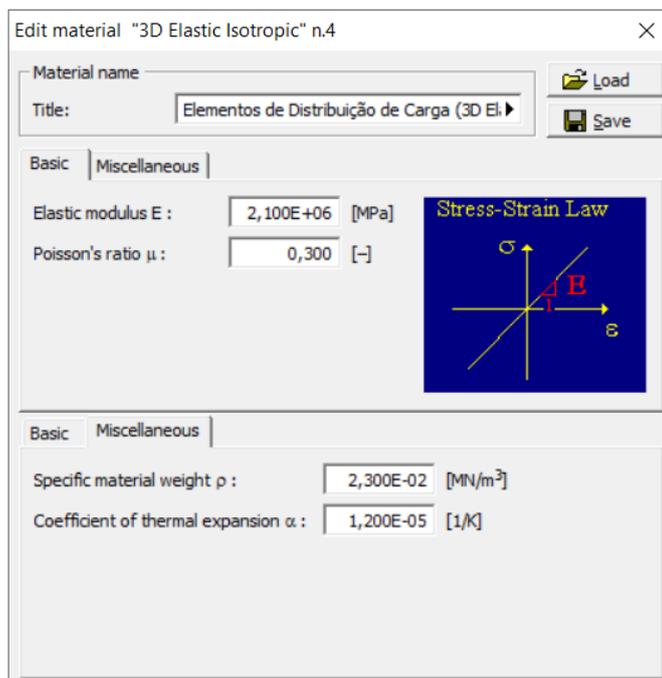


Figura 3.6 Propriedades considerados nos elementos de distribuição de carga.

3.2.2 Definição Geométrica

Os elementos geométricos são designados no *software* Atena 3D por macroelementos e podem ser criados de duas maneiras alternativas. Na primeira, é selecionado um ponto de referência e de seguida são definidos vetores relativos a cada eixo do referencial que irão definir o volume do macroelemento. A segunda alternativa consiste na criação de um polígono através pontos definidos no referencial do *software* que são ligados por retas que delimitam uma área na qual se pode gerar uma superfície, posteriormente é definido um vetor direcionado por um eixo do referencial e comprimento pretendido que irá criar o volume e subseqüentemente o respetivo macroelemento. A maioria dos macroelementos que compõem o modelo foram gerados pela segunda alternativa. Acrescenta-se ainda que é necessário associar um material a cada macroelemento.

Importa ainda acrescentar que o *software* não suporta a criação de geometrias curvilíneas. De maneira a contornar esta limitação, são criados diversos pontos que irão formar pequenos segmentos formando assim um polígono com uma geometria muito aproximada da forma curvilínea ideal.

Uma vez que o provete do ensaio do tipo *push-out* é duplamente simétrico concluiu-se que seria economicamente proveitoso em termos de processamento realizar a modelação de apenas um quarto ($1/4$) do provete.

Na construção de um modelo numérico, existe uma preferência que este seja composto por elementos quadriláteros e hexaedros, em alternativa aos elementos triangulares e tetraédricos. O Atena 3D apenas consegue implementar a malha composta por hexaedros se o próprio marcoelemento for um hexaedro. Por esta razão, a modelação geométrica foi realizada com recurso a mais do que um marcoelemento para cada componente do provete.

3.2.2.1 Bloco de betão

Para a execução geométrica do bloco de betão foram criados nove marcoelementos.

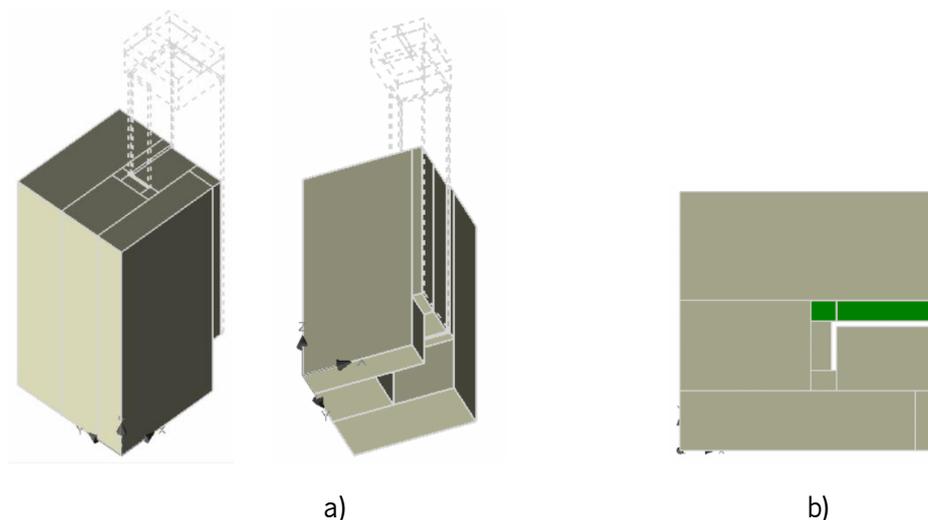


Figura 3.7 Configuração adotada de marcoelementos para definir o bloco de betão no modelo base: a) Vistas em perspetiva; b) Vista em planta.

Na Figura 3.7 é demonstrada a configuração de marcoelementos adotada. Foram criados uma serie de marcoelementos em torno do perímetro do perfil metálico devido ao vazio pretendido debaixo deste. No projeto da realização do provete exibido na figura 3.2 está prevista a criação de um vazio junto da superfície externa do banzo, contudo tal não foi considerado na realização da modelação, optou-se por criar condições de contacto, nos marcoelementos de cor verde (ver Figura 3.7.b), que recriassem a existência do vazio como se verá mais á frente.

No modelo cujo sistema de conexão é composto pela furação do perfil metálico em forma de semicírculo realizou-se o preenchimento da furação com um marcoelemento complementar. O marcoelemento foi concretizado através do seccionamento do semicírculo em pontos espaçados entre si por arcos de 20° ligados por segmentos que compõem a aproximação á geometria curvilínea.

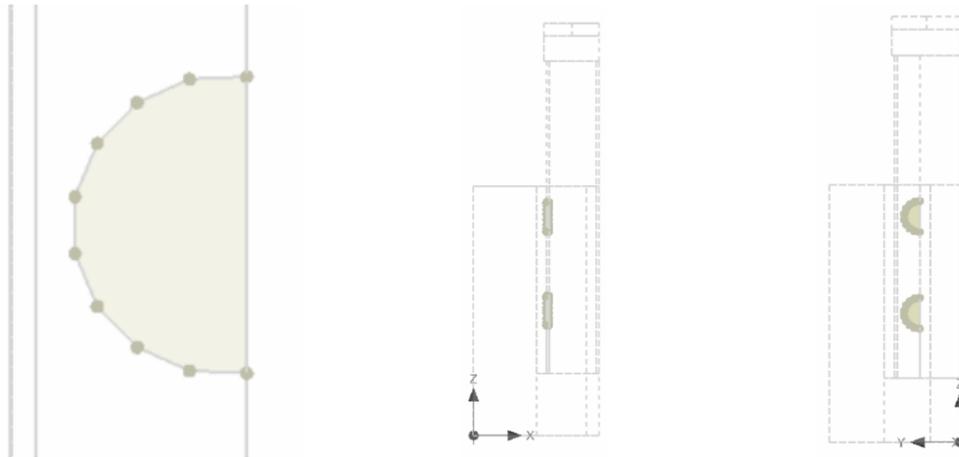


Figura 3.8 Pormenorização da modelação geométrica do bloco de betão para o modelo cujo perfil metálico contém furações em forma de semicírculo.

Para o modelo cujo sistema de conexão é composto pelo corte e dobragem das abas foi necessária uma estratégia ligeiramente mais complexa. Esta consistiu na criação de vários macroelementos com formas elementares que fossem capazes envolver a porção triangular dobrada do perfil metálico, sem que houvesse qualquer tipo de sobreposição entre estes. Como é exibido na Figura 3.9, esta operação resultou numa configuração um pouco diferente da que tinha sido obtida para o modelo base que foi apresentado na Figura 3.7.

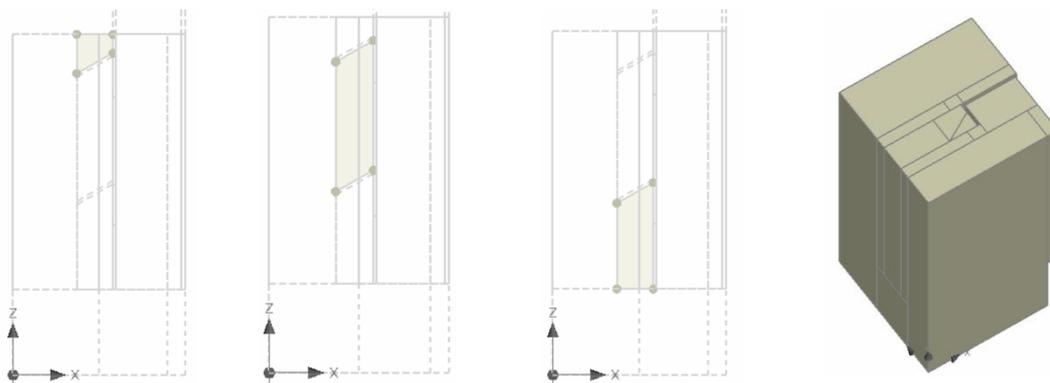


Figura 3.9 Configuração adotada para a modelação do bloco de betão para o modelo composto pelo sistema de conexão mediado pelo corte e dobragem das abas.

3.2.2.2 Perfil Metálico

A modelação geométrica do perfil metálico foi obtida pela criação de três macroelementos. O topo do perfil metálico localiza-se a uma cota de 300 mm da base do provete e tem um desenvolvimento de 100 mm até atingir a superfície de betão. Quanto ao comprimento de embebimento serão realizados alguns modelos nos quais se vai fazer variar este parâmetro de modo a avaliar a sua influência.

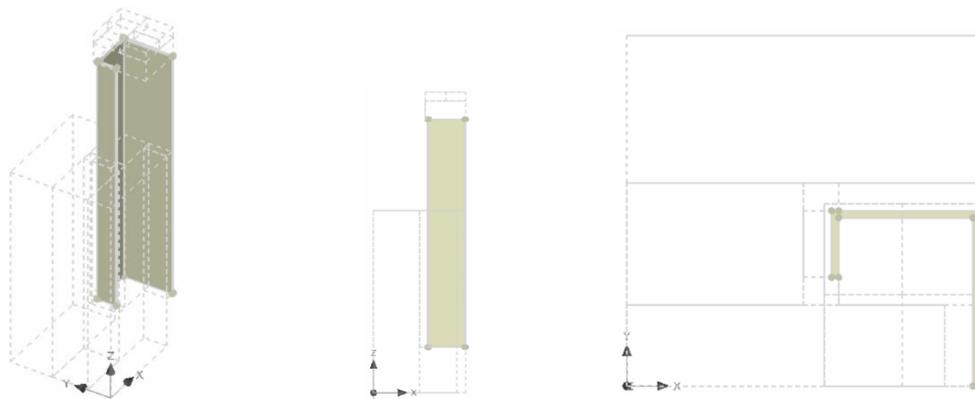


Figura 3.10 Configuração dos macroelementos adotada para o perfil metálico.

No modelo em que contém o sistema de conexão composto pelo corte e dobragem do perfil metálico, a estratégia de modelação consistiu em realizar o macroelemento que representa a aba deixando uma lacuna, de seguida realizou-se outro macroelemento que representa a aba dobrada a um ângulo de 60° sendo este complementar à lacuna do anterior (ver Figura 3.11 a)).

No modelo que contém o perfil metálico perfurado (ver Figura 3.11 b)) a definição do semicírculo foi realizada através de pontos, que foram ligados posteriormente por segmentos retos, espaçados entre si por arcos de 20° relativos ao centro do próprio semicírculo. Deste modo foram realizados três macroelementos para a definição do perfil metálico.

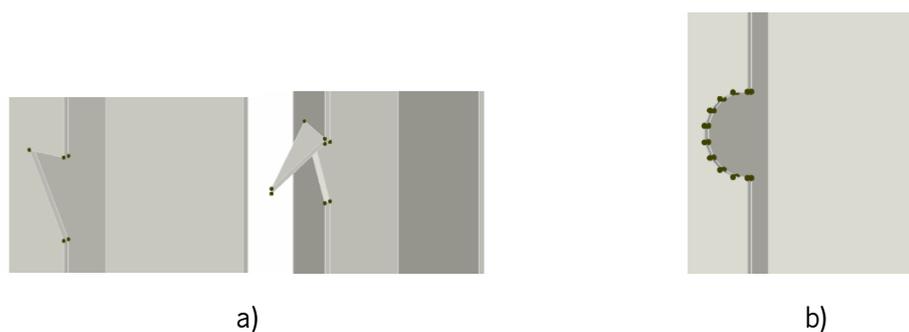


Figura 3.11 Sistemas de conexão: a) Corte e dobragem da aba do perfil metálico; b) Furação do perfil metálico em forma de semicírculo.

3.2.2.3 Elemento de distribuição de carga

O elemento de distribuição é um bloco retangular independente que é colocado no topo do perfil sendo usado para transferir a carga entre este e o atuador. No modelo numérico realizado considerou-se um bloco retangular com uma base de área igual a $52 \times 44 \text{ mm}^2$ e espessura de 30 mm. Para a sua modelação geométrica foram criados cinco macroelementos. A razão para o número de macroelementos criados deve-se à intenção de aplicar a carga no ponto central do prato.

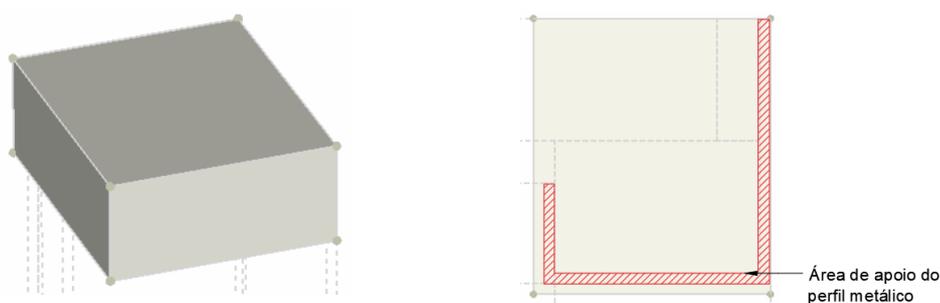


Figura 3.12 Configuração de macroelementos para o elemento de distribuição.

3.2.3 Definição das superfícies de contacto

A definição geométrica dos diferentes elementos do provete é realizada através da criação de um ou vários macroelementos. Cabe ao utilizador definir as propriedades das superfícies de contacto que estes possuem com os elementos da sua periferia.

No software Atena 3D o contacto pode-se assumir de três formas: *perfect connection* (conexão perfeita), *no connection* (sem conexão) e *contact element GAP* (elemento de contacto). O contacto definido como *perfect connection* (conexão perfeita) significa que os macroelementos envolvidos vão se comportar como sendo um corpo ou elemento contínuo através daquele contacto, não havendo movimentos relativos entre as duas superfícies. Por defeito, todos os contactos são definidos desta maneira. Na situação em que se define o contacto como *no connection* (sem conexão) as superfícies respondem de maneira independente a perturbações externas. O *contact element GAP* (elemento de contacto) é atribuído ao contacto quando se pretende introduzir um material de interface ou uma relação entre duas superfícies.

No provete real, a superfície externa do banzo do perfil metálico não tem contacto com o bloco de betão (ver Figura 3.2), ao contrário do que foi realizado no seu modelo numérico. Deste modo, todos os contactos envolvidos entre a superfície externa do banzo e o bloco de betão foram considerados “*no connection*” (sem conexão). Para clarificar o que foi descrito, realizou-se a Figura 3.13, onde é ilustrado o perfil metálico contornado por uma linha azul e vermelha. Os contactos decalcados pela linha azul foram definidos como “*no connection*” (sem conexão) e os contactos decalcados pela linha vermelha foram considerados “*contact element GAP*” (elemento de contacto). Posteriormente, foi atribuído o material de interface definido no ponto 3.2.1.4.

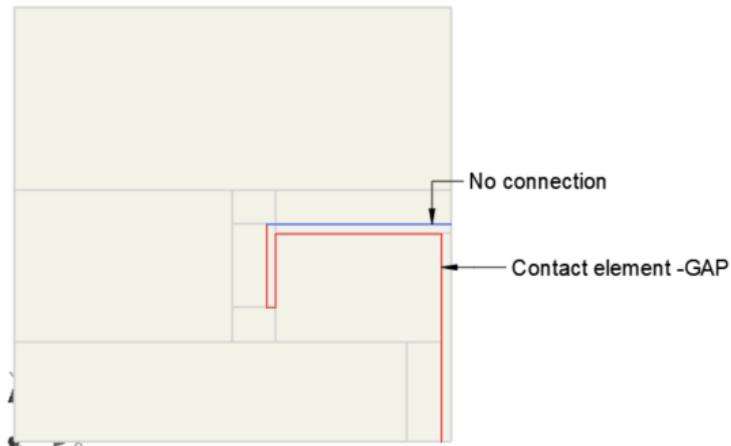


Figura 3.13 Propriedades de contacto consideradas.

Importa ainda acrescentar que o software faz uma classificação dos contactos de acordo com as dimensões das superfícies dos macroelementos. Os contactos podem ser classificados *partial* (parcial) se as superfícies de contacto forem de diferentes dimensões ou *full* (completo) se as superfícies de contacto forem da mesma dimensão.

Contacts	Number	Macroelement 1		Macroelement 2		Connection type (full / partial)
		Macroel.	Area	Macroel.	Area	
	24	13	5	10	3	partial
	25	13	9	11	4	partial
	26	11	4	10	4	partial
	27	13	10	5	12	full
	28	7	10	10	3	partial
	30	13	7	6	3	partial

Figura 3.14 Contactos criados no modelo numérico.

A classificação é visível graficamente como se exibe na Figura 3.14 onde os contactos classificados como *full* são representados pela cor castanha e os contactos classificados como *partial* são representados por faixas amarelas e castanhas.

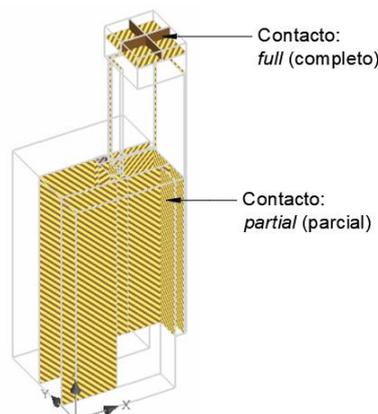


Figura 3.15 Visualização dos diferentes contactos existentes no modelo.

3.2.4 Definição e refinamento da malha

O software permite a criação de malhas do tipo linear e do tipo quadrática. As malhas do tipo linear apresentam nós apenas em cada vértice do elemento finito ao passo que as malhas do tipo quadrática para além de nós nos vértices apresentam ainda nós intermédios. Assim, a malha do tipo quadrática é capaz de gerar mais informação e resultados mais precisos, mas resultará num modelo mais dispendioso em termos de esforço computacional. Para a presente modelação foram aplicadas malhas do tipo linear.

A estrutura da malha pode ser configurada através de três alternativas que consistem em diferentes geometrias dos elementos finitos e combinações entre estas. Esta pode ser definida com base em elementos finitos de forma cúbica a que o software designa por elementos “*brick*”, os elementos com esta geometria possuem 8 nós para uma malha do tipo linear e 20 nós para o tipo quadrática. A aplicação de malhas do tipo “*brick*” só é possível em macroelementos com forma geométrica cúbica ou paralelepipedica. Caso não se verifique esta condição, a estrutura da malha pode ser do tipo “*tetra*” que tem por base elementos finitos com a forma geométrica tetraédrica (esta contém 4 nós se for uma malha do tipo linear ou 10 nós se for quadrática) ou utiliza-se uma combinação de elementos do tipo “*brick and tetra*”, onde o interior do elemento fica definido com a malha cúbica e na zona mais superficial é aplicada a malha tetraédrica. Para esta alternativa, é necessário definir um tamanho adequado para o seu correto funcionamento.

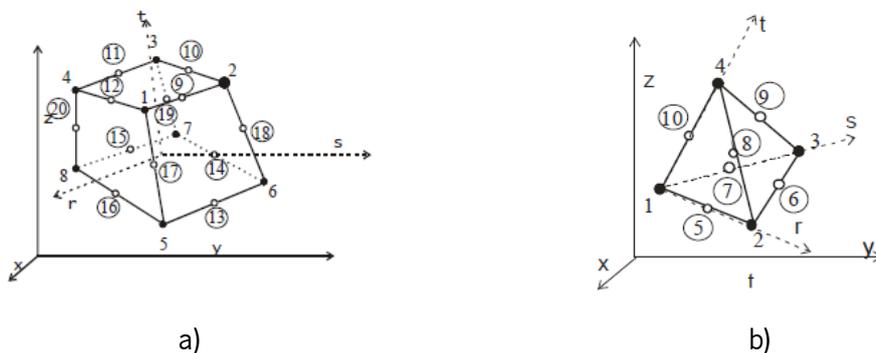


Figura 3.16 Elementos finitos existentes no Atena 3D: a) *brick*; b) *tetra* (Cervenka, 2013).

As malhas podem ser construídas de maneira independente para cada macroelemento podendo o modelo possuir macroelementos em que as suas malhas se diferenciem no tamanho, geometria do elemento finito, tipo e ainda assim o software é capaz de compatibilizar as malhas nos contactos possibilitando o seu funcionamento conjunto. Para os modelos concebidos deu-se prioridade á construção de malhas com elementos do tipo “*brick*” e por este motivo foram concebidos diversos macroelementos com forma paralelepipedica.

O tamanho da malha foi ponderado em função do perfil metálico uma vez que este é um elemento com espessura muito reduzida, igual a 2 mm, fazendo sentido que malha tenha uma dimensão igual ou inferior. Adotou-se assim a dimensão de 2 mm para a malha do perfil metálico. Como não seria razoável criar uma malha com esta dimensão para todo o modelo, definiu-se uma malha com dimensão de 4 mm nos macroelementos adjacentes, de modo a criar pelo menos duas camadas de elementos finitos e para os restantes macroelementos foi definida uma malha com dimensão de 8 mm. Desta forma, as dimensões consideradas são múltiplas umas das outras o que garante uma excelente compatibilidade entre as malhas na zona de contacto como se pode ver pela Figura 3.17.

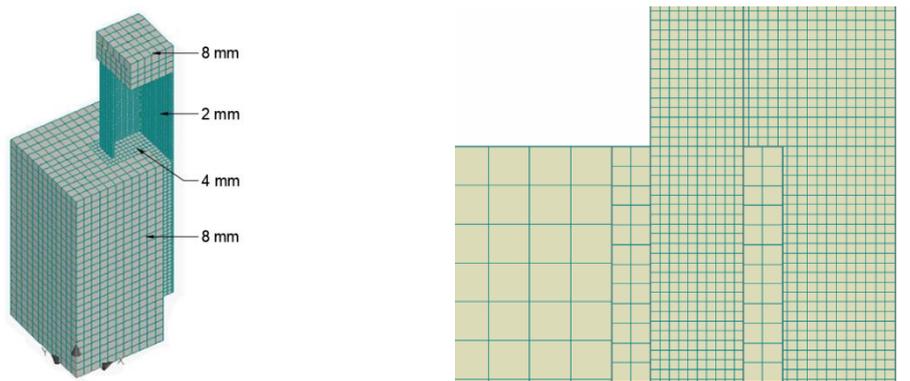


Figura 3.17 Configuração da malha para o modelo base.

Para o modelo que contém o perfil metálico perfurado em forma de semicírculo foi adotada a mesma configuração para a dimensão da malha, mas não foi possível aplicar elementos do tipo *“brick”* em todo o modelo devido à forma dos macroelementos. Como sugere a Figura 3.18, na discretização da aba perfurada do perfil metálico assim como no respetivo preenchimento de betão, foram empregues elementos finitos do tipo *“tetra”*.

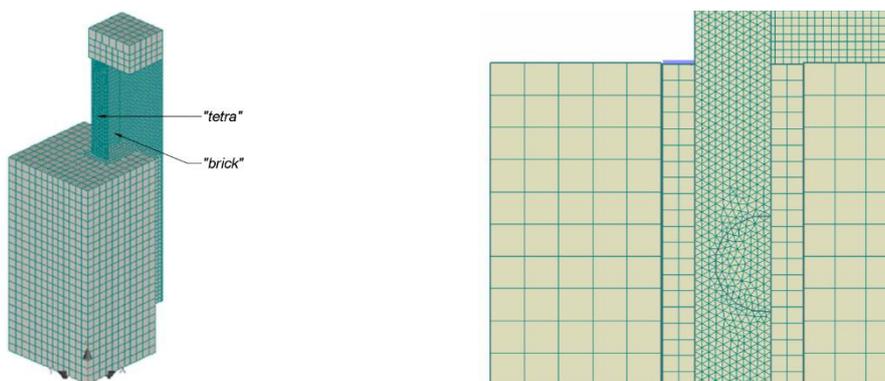


Figura 3.18 Configuração da malha para o modelo que contém o perfil metálico perfurado.

No modelo em que foram realizados cortes e dobragens no perfil metálico, tal como nos modelos anteriores, foi aplicada uma malha com dimensão igual a 2 mm para o perfil metálico, 4 mm para os macroelementos adjacentes ao perfil e 8 mm para os restantes. Foram usados elementos finitos do tipo “*brick*” em todos os macroelementos que possuem forma paralelepipedica e para os restantes foram aplicados elementos do tipo “*tetra*”.

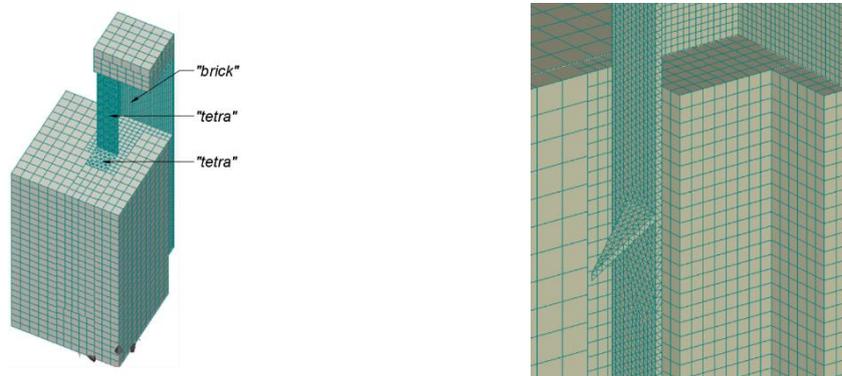


Figura 3.19 Configuração adotada para o modelo que contém corte e dobragem da aba do perfil metálico.

3.2.5 Condições Fronteira

As condições fronteira são restrições de deslocamento que podem ser atribuídas a superfícies, linhas e pontos. É deste modo que são definidos os apoios em qualquer modelo.

Como já foi referido no ponto 3.2.2, optou-se por tirar proveito da simetria dupla apresentada pelo provete e realizar a modelação geométrica de apenas um quarto ($\frac{1}{4}$). Deste modo, para o modelo numérico apresentar o comportamento semelhante ao modelo real é necessário restringir o deslocamento na direção perpendicular a cada plano de corte efetuado. Para as superfícies em contacto com os planos de corte foi restringido o deslocamento na direção X e Y respetivamente como sugere a Figura 3.20.

O ensaio do tipo *push-out* decorre com a laje de betão simplesmente apoiada. Para as superfícies situadas na base foi restringido o deslocamento na direção Z .

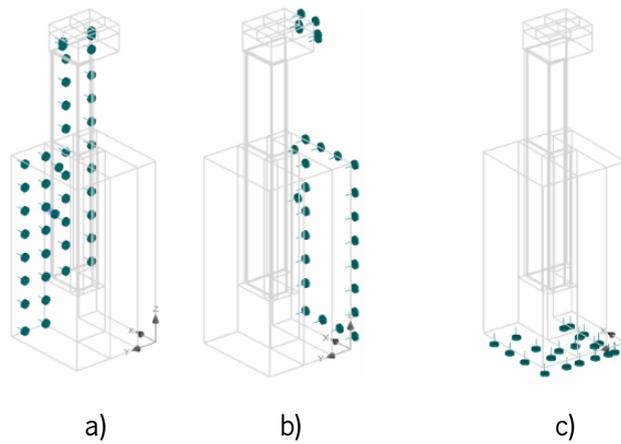


Figura 3.20 Condições fronteira consideradas: a) Direção X; b) Direção Y; c) Direção Z.

3.2.6 Aplicação de Carregamento

O cenário de carregamento pode ser configurado no software Atena 3D através da introdução incrementos sucessivos de forças ou deslocamentos. Para o presente modelo foi empregue o incremento sucessivo de deslocamentos aplicado num ponto. A reação provocada é quantificada através de um ponto de monitorização definido no ponto coincidente com o ponto de aplicação dos deslocamentos sucessivos. Para uma situação em que o carregamento é aplicado sobre um conjunto de pontos como é caso de uma linha ou superfície, a reação seria quantificada através do somatório de todas as reações.

O valor do incremento a usar é um fator determinante nos resultados da análise numérica. No presente modelo foi empregue um incremento igual a 0,02 mm no ponto coincidente com o centro do elemento de distribuição da carga (Figura 3.21).

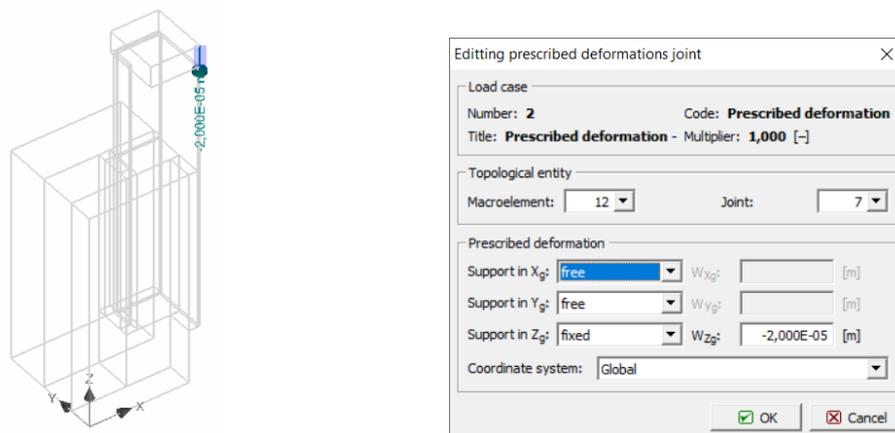


Figura 3.21 Configuração do carregamento.

3.2.7 Pontos de Monitorização

Os pontos de monitorização permitem recolher informação continuamente ao longo dos sucessivos incrementos de carga. Podem ser definidos pontos de monitorização em nós, que permitem medir deslocamentos, forças externas e reações, ou em pontos de integração que permitem medir tensões e deformações.

No modelo desenvolvido foram estabelecidos pontos de monitorização para medir as reações e o escorregamento no perfil metálico. O ponto de monitorização responsável por medir a reação foi colocado no centro do elemento de distribuição da carga, tal como descrito em 3.2.6. Para medir o escorregamento ocorrido no perfil metálico foram considerados 5 pontos de monitorização: 3 foram colocados à cota superior no bloco de betão, 1 a meio do comprimento de embebimento e outro na base do perfil metálico, tal como se indica na Figura 3.22.

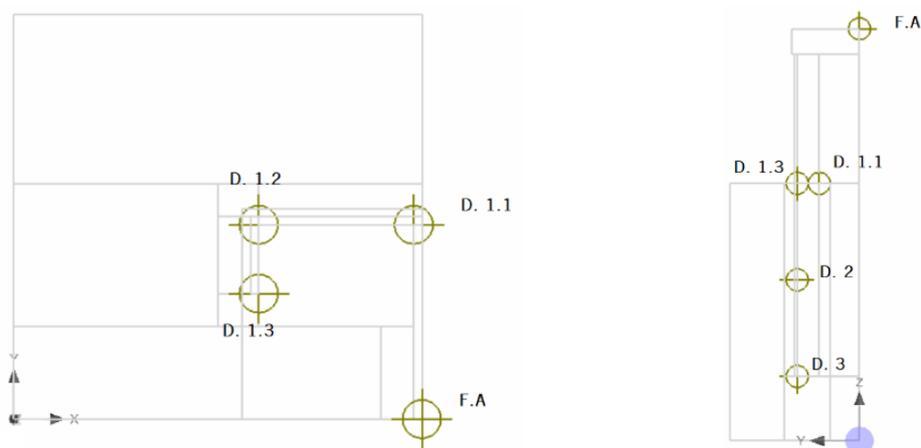


Figura 3.22 Disposição de pontos de monitorização.

Nos modelos que apresentam o sistema de conexão de corte e dobragem das abas foi ainda acrescentado um ponto de monitorização na extremidade do elemento com o intuito de medir a deformação ocorrida (Figura 3.23).



Figura 3.23 Ponto de monitorização

3.2.8 Método de análise e sequência de incrementos de carga

O carregamento consiste em incrementos sucessivos de carga, em que cada um destes necessita de estar associado a um parâmetro de análise e a um método iterativo de cálculo das equações de equilíbrio (Figura 3.24).

Analysis steps	Load cases		Construction case	Parameters analysis	Coefficient [-]
	Number				
1	1-2		(1) Construction case 1	Ensaio Push-Out	1,000
2	1-2		(1) Construction case 1	Ensaio Push-Out	1,000
3	1-2		(1) Construction case 1	Ensaio Push-Out	1,000
4	1-2		(1) Construction case 1	Ensaio Push-Out	1,000
5	1-2		(1) Construction case 1	Ensaio Push-Out	1,000
6	1-2		(1) Construction case 1	Ensaio Push-Out	1,000

Figura 3.24 Histórico de carregamento criado através de incrementos sucessivos de carga no software ATENA 3D.

Para a realização de análises não lineares, o software Atena 3D apresenta dois métodos iterativos, o método *Newton-Raphson* e o método *Arc-length* (comprimento do arco). O método *Newton-Raphson* é amplamente usado na resolução de equações de elementos finitos não-lineares. O processo de convergência quadrática garante convergência em poucas iterações. O método *Arc-length* é também um método eficiente na resolução de sistemas de equações não-lineares especialmente em situações que exibem mais do que um ponto crítico, sendo capaz de descrever com precisão o caminho de equilíbrio após a ocorrência do ponto crítico. Em conjunto com o método iterativo selecionado o software permite fazer atuar o algoritmo de otimização *Line Search* que melhora a taxa de convergência do método iterativo.

Para a realização da análise do presente modelo foi selecionado o método iterativo *Newton-Raphson* otimizado pelo algoritmo *Line Search*. Todos os parâmetros foram considerados por defeito pelo software com a exceção do limite de iterações por incremento de carga que foi alterado para 100. As restantes condições de convergências consideradas exibem-se na Figura 3.25.

The figure displays three screenshots of a software interface, likely ANSYS, showing the configuration of analysis parameters for a 'push-out' test. The interface is organized into three panels, each with tabs for 'General', 'Line Search', and 'Conditional break criteria'.

Panel 1 (Top): Shows the 'General' tab. The title is 'Ensaio Push-Out'. The solution method is 'Newton-Raphson' with a checked 'Line search' option. Other settings include 'Optimize node numbers' (Sloan), 'Update stiffness' (Each iteration), and 'Stiffness type' (Tangent). Tolerance values are set to 0,010000 for displacement, residual, and absolute residual errors, and 0,000100 for energy error. The iteration limit is 100.

Panel 2 (Middle): Shows the 'Line Search' tab. The solution method is 'With iterations'. Parameters include 'Unbalanced energy limit' (0,800), 'Limit of line search iterations' (2), 'Line search limit - min.' (0,010), and 'Line search limit - max.' (1,000).

Panel 3 (Bottom): Shows the 'Conditional break criteria' tab. It features a table for error multiples:

	Break immediately	Break after step
Displacement error multiple:	10000,0	1000,0
Residual error multiple:	10000,0	1000,0
Abs. residual error multiple:	10000,0	1000,0
Energy error multiple:	1000000,0	10000,0

Figura 3.25 Método de análise e restantes parâmetros considerados.

3.2.9 Interface

O tipo de interface que se pretende introduzir entre o aço e o betão está dependente de vários parâmetros que são difíceis de determinar e que apenas poderão ser determinados com exatidão após a realização dos ensaios. Contudo, é importante fazer uma análise numérica preliminar com o objetivo de verificar os efeitos da fendilhação no betão no decorrer do ensaio. Para este fim, foram utilizados os dados experimentais obtidos por Bai *et al.* (2020), o que permitiu a obtenção de valores para os parâmetros da interface verosímeis para o caso em estudo.

A interface pretendida é definida no Atena 3D como um material que não possui espessura ficando associado aos contactos dos macroelementos pretendidos. A lei constitutiva deste material, no *software* designada por *3D Interface*, é principalmente definida por 5 parâmetros: rigidez normal (K_{nn}), rigidez tangencial (K_{tt}), resistência á tração (f_t), coesão (C) e coeficiente de fricção (ϕ).

Como já foi descrito, Bai et al. (2020) realizaram um estudo sobre o comportamento da ligação entre o aço e o betão em contexto de estruturas mistas, tendo para isso realizado vários ensaios do tipo *push-out*. Os autores quiseram avaliar a influência de fatores como a capacidade resistente do betão, o comprimento de embebedimento (L_s) do perfil metálico no betão, a taxa de armadura longitudinal (ρ_s), a espessura do perfil metálico e a espessura da camada de betão em volta do perfil metálico (C_{ss}).

Os autores fazem a descrição dos seus ensaios através da relação entre a tensão de corte média aplicada na superfície de contacto e o escorregamento, tal como sugere a Figura 3.26.

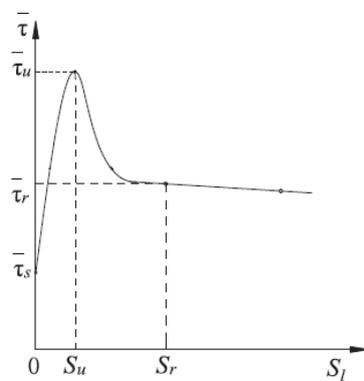


Figura 3.26 Modelo da curva utilizada pelos autores para descrever os ensaios (Bai *et al.*, 2020)

Segundo Diógenes (2013), a rigidez tangencial pode ser determinada através do gráfico de tensão tangencial versus escorregamento uma vez que este parâmetro representa o declive da reta que intersesta a origem do referido gráfico e o seu ponto de tensão tangencial máxima, como indica a equação (3.1).

$$K_{tt} = \frac{\tau_{Max}}{S} \quad (3.1)$$

Červenka *et al.* (2013) recomenda que o cálculo da rigidez tangencial e normal seja realizada através das equações (3.2) e (3.3),

$$K_{tt} = \frac{G}{t} \quad (3.2)$$

$$K_{nn} = \frac{E}{t} \quad (3.3)$$

onde E e G são referentes, respetivamente, ao valor mínimo do módulo de elasticidade e do módulo de distorção do material circundante da interface e a variável t refere-se à espessura do elemento. Visto que a interface que se pretende calibrar não possui espessura, torna-se impossível de aplicar diretamente estas fórmulas. Uma vez que se pode determinar a rigidez tangencial pelo método proposto por Diogenes (2013) é possível através das fórmulas (3.2) e (3.3) desenvolver uma equação em ordem a K_{nn} . O módulo de elasticidade (E) e o módulo de distorção (G) relacionam-se entre si através do coeficiente de Poisson (ν) como vê na equação (3.4). Independentemente da classe de betão, o coeficiente de Poisson é geralmente considerado ser igual a 0,2. Assim, chega-se à equação (3.5) que permite determinar a rigidez normal.

$$G = \frac{E}{2} \cdot (1 - \nu) \quad (3.4)$$

$$K_{nn} = 2,5 \cdot K_{tt} \quad (3.5)$$

É ainda necessário introduzir o valor da rigidez tangencial mínima, K_{tt}^{min} , e da rigidez normal mínima K_{nn}^{min} . Estes dois parâmetros têm apenas o propósito de assegurar estabilidade numérica do modelo uma vez que estes dizem respeito à rigidez da interface quando atinge a sua rotura que teoricamente apresentaria uma rigidez nula. Deste modo é sugerido que se assuma um valor para estes parâmetros igual a 1/1000 dos valores iniciais (Červenka *et al.*, 2013).

O parâmetro coesão pode ser obtido através da curva força-deslocamento uma vez que este parâmetro diz respeito à razão entre a força máxima resistente e área de contacto entre o betão e o aço (Diogenes, 2013). Para determinar o valor da coesão recorreu-se ao estudo realizado por Thomann & Lebet (2007) e à equação (3.6)

$$C = \frac{P_{max}}{\text{Área de contacto}} \quad (3.6)$$

Como demonstrado anteriormente, os autores não descrevem os seus ensaios pela força aplicada, mas sim pela tensão de corte média aplicada na superfície de contacto. Esta tensão de corte, por sua

vez, é igual á razão entre a força aplicada e área de contacto entre o aço e o betão. Deste modo temos a equação (3.7) e a equação (3.8)

$$K_{tt} = \frac{\tau_U}{S_U} \quad (3.7)$$

$$C = \tau_U \quad (3.8)$$

Como já foi referido, os autores realizaram 17 ensaios utilizando provetes distintos entre si, tal como se demonstrou na Tabela 2.1. O facto de os provetes serem todos diferentes implica que a amostra de cada conjunto de parâmetros é composta apenas por um elemento ou neste caso um ensaio, o que não é suficiente para uma representação probabilística. Por esta razão optou-se por utilizar a média dos resultados obtidos em todos os ensaios.

Tabela 3.1 Parâmetros determinados para a interface através de resultados experimentais obtidos por Bai *et al.* (2020).

τ_U [MPa]	1,36
τ_R [MPa]	0,73
S_U [mm]	0,28
S_R [mm]	1,54
K_{tt} [MN/m ³]	5,47E+03
K_{nn} [MN/m ³]	1,37E+04
K_{tt}^{\min} [MN/m ³]	5,47
K_{nn}^{\min} [MN/m ³]	1,37
Coessão [MPa]	1,36

Os parâmetros não podem ser simplesmente arbitrados, pois existe uma certa dependência entre eles (Červenka *et al.*, 2013). O manual teórico do Atena sugere que entre os parâmetros resistência á tração (f_t), coessão (c) e coeficiente de fricção (ϕ) devem ser observadas as condições (3.9) e (3.10):

$$f_t > 0; f_t < \frac{c}{\phi}; f_t < c \quad (3.9)$$

$$c > 0; ; \phi > 0 \quad (3.10)$$

Como já foi apresentado, a coessão (c) foi determinada através da expressão (3.6), com base nos resultados experimentais cujo valor se apresenta na Tabela 3.1. O coeficiente de fricção (ϕ) define qual a contribuição da tensão normal aplicada na interface na capacidade de resistência ao corte da

mesma. Como não existe tensão normal aplicada, considera-se um valor próximo de zero para este parâmetro. Neste caso, o valor da resistência à tração (f_t) da interface não é conhecido, devendo ser ponderado com base na resistência do elemento de menor resistência à tração da interface que neste caso é o betão. É expectável que o elemento da interface rompa previamente á fissuração do betão por esta razão arbitrou-se um valor de 2 MPa para este parâmetro, sendo ligeiramente inferior ao valor adotado para o betão no mesmo parâmetro.

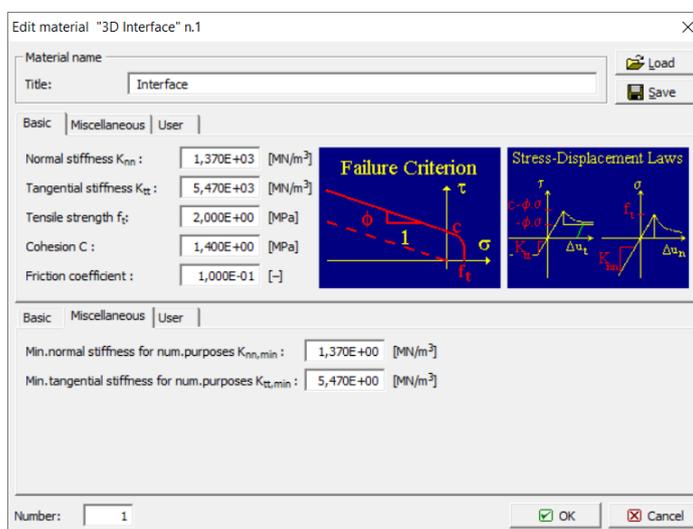


Figura 3.27 Parâmetros aplicados na interface do modelo numérico.

A lei constitutiva *3D Interface* permite definir o modo como evolui a tensão tangencial, à medida que ocorre escorregamento na interface. Este parâmetro de *softening* da coesão é definido com base nos ensaios experimentais realizados por Bai *et al.* (2020) e permite que quando a tensão de corte igualar o valor da coesão, esta não decaia instantaneamente para zero no próximo incremento de carga, mas sim que o valor da tensão tangencial seja regido leis multilineares que descrevam o seu decaimento, tal como se representa na Figura 3.28.

Com a inclusão deste *softening*, considera-se que a interface entre o aço e o betão tem a capacidade de redistribuição de esforços. Isto quer dizer que quando um ponto atinge a tensão de corte máxima (valor igual ao da coesão), o acréscimo dos esforços é suportado pelos pontos adjacentes onde a tensão máxima ainda não foi atingida.

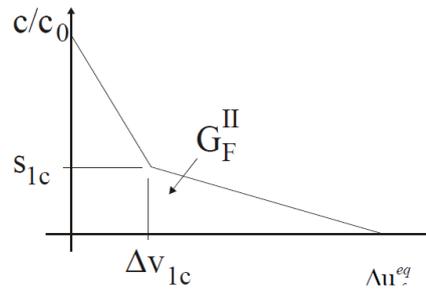


Figura 3.28 Exemplo de lei bilinear que descreve o decaimento da coesão após esta atingir o seu valor máximo. (Červenka *et al.*, 2013).

Para calibrar o modo de rotura da interface, adaptou-se o modelo simplificado proposto por Thomann & Lebet (2006). Estes autores sugeriram um modelo trilinear que tem o objetivo de simplificar a relação carga-escorregamento ao longo dos diferentes estágios do ensaio *push-out*, tal como é visível na Figura 3.29. Este modelo simplificado é definido por três rigidezes associadas a diferentes estágios do ensaio: k_0 diz respeito á fase elástica do ensaio, que os autores sugerem encontrar-se compreendida entre 0 e 2/3 da carga máxima; k_u corresponde ao declive da reta secante que intersesta a origem e o máximo da curva carga-escorregamento; k_{desc} é obtido na fase descendente que acontece após se ter registado o valor máximo de carga, em que a interface vai gradualmente perdendo capacidade carga.

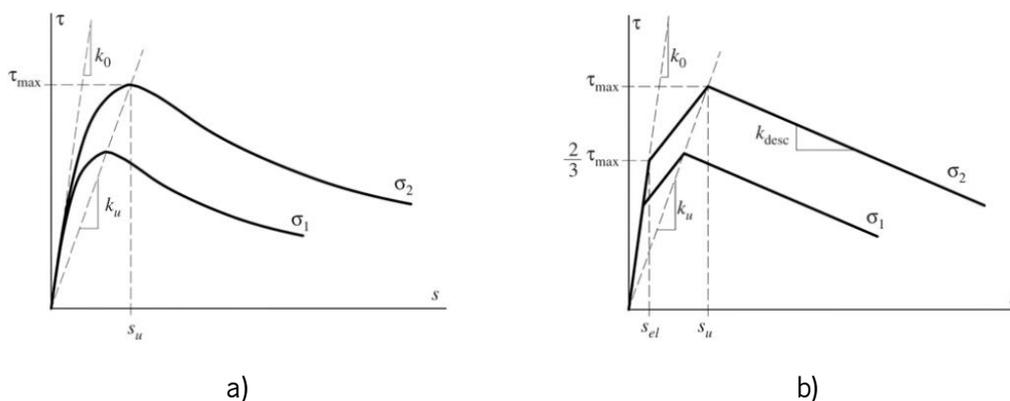


Figura 3.29 Ensaio *push-out*. a) Curva tensão-escorregamento; b) Modelo trilinear simplificado, (Thomann & Lebet 2006).

A interface presente neste modelo numérico segue o critério de rotura linear de Mohr-Coulumb que expressa a relação proposta na equação (3.11).

$$\tau_{max} = c + \phi \cdot \sigma \quad (3.11)$$

Nesta equação, a variável c representa a coesão da interface que é o único fator responsável pela resistência ao corte na ausência da tensão normal, σ (Papastergiou & Lebet, 2014), como é o caso

que se está a estudar. Deste modo, adaptou-se o modelo proposto por Thomann & Lebet (2006) baseado nos resultados experimentais obtidos por Bai *et al.* (2020), com o objetivo de calibrar o comportamento da interface entre o betão e o aço.

Para a calibração da fase de pós-pico, apenas é requerida a parcela descendente uma vez que é esta que estabelece a relação entre a carga e o escorregamento após ser atingida a carga máxima. Os autores indicam que este estágio descendente deve considerar o intervalo que compreende o pico de carga máxima até se atingir um decaimento de 33% da respetiva carga máxima. No estudo realizado por Bai *et al.* (2020) é feito o registo da tensão de corte residual, τ_R , instalada na ligação entre o betão e o aço, assim como o respetivo escorregamento (ver Figura 3.26). O valor médio de τ_R considerado representa um decaimento de 54% em relação à tensão de corte máxima (τ_U) considerada.

As leis multilíneas que permitem descrever o comportamento pós-pico no Atena 3D são definidas por pontos que relacionam escorregamento com a relação entre a tensão tangencial e a coesão. Tendo em conta os dados Tabela 3.1, considerou-se para o primeiro ponto uma razão de decaimento da tensão tangencial igual a 0,54 e um deslocamento 1,26 mm que diz respeito à diferença S_U e S_R . Para o segundo ponto arbitrou-se um valor de tensão tangencial igual a 0 para um deslocamento de 10 mm (ver Figura 3.30).

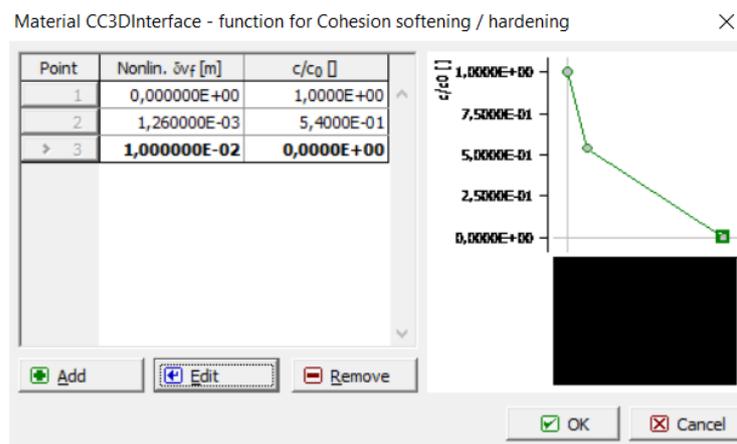


Figura 3.30 Lei bilinear considerada para a evolução da tensão tangencial na fase de pós-pico.

3.3 Análise de Sensibilidade

Como foi referido anteriormente, apenas quando forem realizados os ensaios experimentais dos provetes será possível determinar os valores dos parâmetros exatos que permitem calibrar os respetivos modelos numéricos. No entanto, é necessário realizar uma análise preliminar que assegure que não existe fendilhação excessiva no bloco de betão, o que inviabilizaria o ensaio experimental. Por esta razão, é realizada uma análise de sensibilidade nesta secção.

Primeiramente, foram criados modelos numéricos de todos os provetes planeados para a campanha experimental. Nestes modelos, foram considerados os valores médios (exibidos na Tabela 2.1) da tensão máxima aplicada e o respetivo escorregamento e também tensão residual instalada e respetivo escorregamento obtidos através dos ensaios experimentais de tipo *push-out* realizados por Bai *et al.* (2020). Na Tabela 3.2 encontram-se os resultados obtidos na análise numérica realizada. Os diferentes deslocamentos exibidos são relativos aos pontos de monitorização implementados em diferentes posições ao longo do comprimento de embebimento dos modelos (ver Figura 3.22). Para todos os modelos verifica-se que o deslocamento do perfil metálico é maior nos pontos de monitorização que se localizam a uma cota superior, tal como seria de esperar.

O conjunto de modelos tipo P-L apresentaram comportamento e resultados coerentes entre si. Como seria de esperar, o modelo com maior comprimento de embebimento obteve a força máxima maior. Verifica-se, pela força máxima obtida individualmente em cada modelo, que foi possível mobilizar uma tensão de corte máxima na área de interface muito próxima do valor da coesão atribuído ao modelo. Na Figura 3.34 são exibidas as tensões instaladas na interface dos modelos numéricos.

Tabela 3.2 Força máxima e respetivos deslocamentos e máxima abertura de fendas.

Modelo Numérico dos provetes	P_{max} [kN]	Step	Desl.1.1 [mm]	Desl.2 [mm]	Desl.3 [mm]	Máxima Abertura de Fendas [mm]
P-L150	100,76	51	0,743	0,712	0,702	5,85E-03
P-L125	75,20	61	0,590	0,569	0,563	5,24E-03
P-L100	65,72	40	0,573	0,560	0,555	4,22E-03
P- B.1	96,36	43	0,709	0,677	0,666	7,23E-03
P- B.2	89,76	33	0,518	0,488	0,478	7,11E-03
P- C.1	98,48	47	0,786	0,755	0,745	9,91E-03
P- C.2	96,12	50	0,849	0,818	0,808	5,65E-03

P_{max} : Força máxima obtida na análise numérica;

Step: Correspondente á ocorrência da força máxima;

Desl.1.1: Deslocamento registado aquando P_{max} no ponto de monitorização D.1.1;

Desl.2: Deslocamento registado aquando P_{max} no ponto de monitorização D.2;

Desl.3: Deslocamento registado aquando P_{max} no ponto de monitorização D.3.

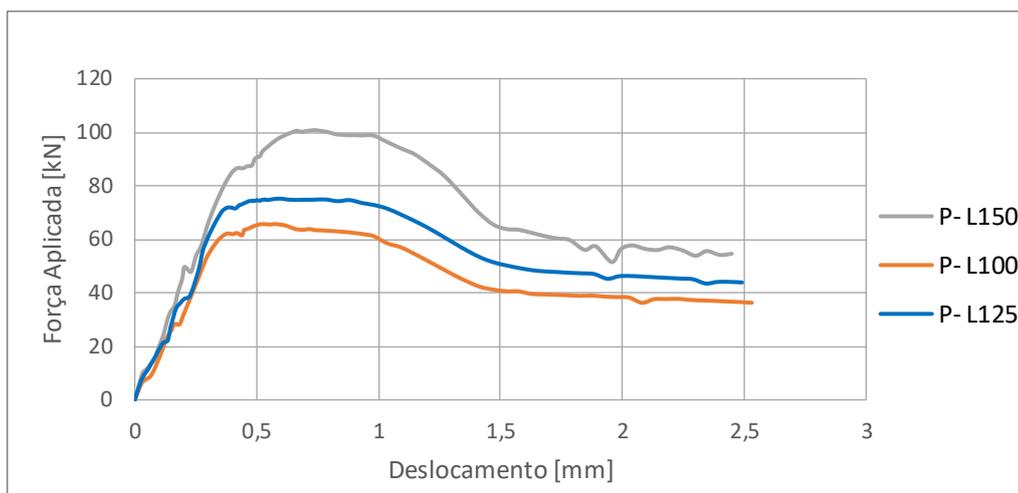


Figura 3.31 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos P-L.

O comportamento obtido para os modelos numéricos é exibido na Figura 3.32 e na Figura 3.33. Analisando a relação entre força e deslocamento de cada conjunto, constata-se que estes obtiveram um comportamento bastante aproximado aos modelos numéricos P-L, tendo-se verificado que estes modelos obtiveram capacidades resistentes ligeiramente inferiores à que foi registada no modelo P-L150 que não contém nenhum sistema de conexão. Salienta-se ainda que, contrariamente ao que seria de esperar, os modelos contendo sistemas de conexão com dois níveis de conectores (P-B.2 e P-C.2) obtiveram capacidades resistentes inferiores às dos modelos com apenas um nível de conectores (P-B.1 e P-C.1), como é mostrado na Tabela 3.1.

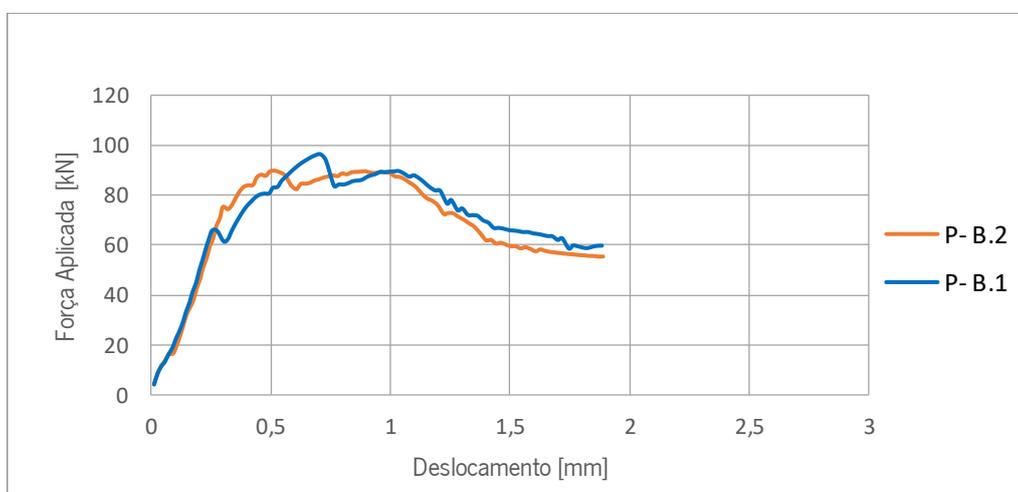


Figura 3.32 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos P-B.

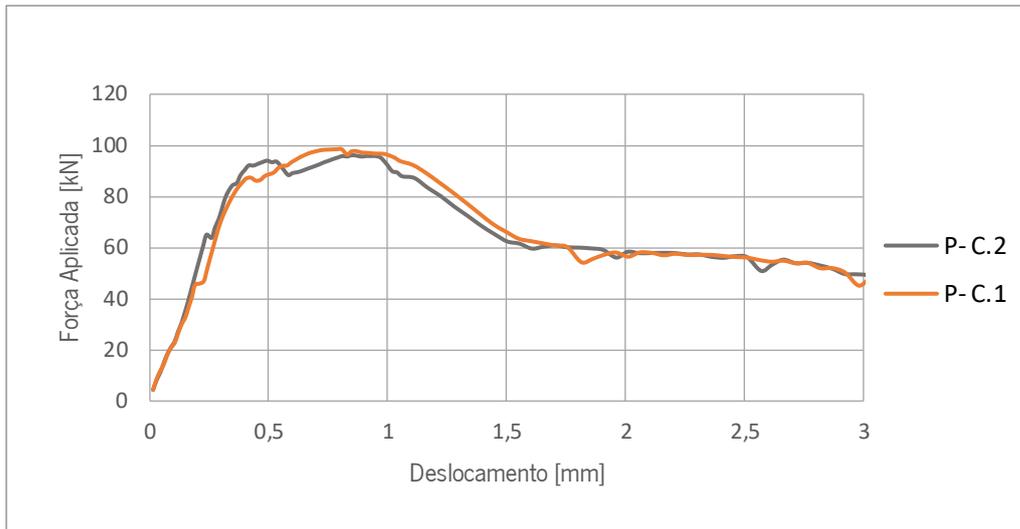


Figura 3.33 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos P-C.

Na Figura 3.34 mostra-se as tensões na interface entre os materiais, no momento em que ocorre a força máxima aplicada nos respetivos modelos. Pela observação desta imagem conclui-se que a carga máxima ocorre quando as tensões máximas instaladas na interface igualam o valor da coesão atribuído, na generalidade da superfície de contacto.

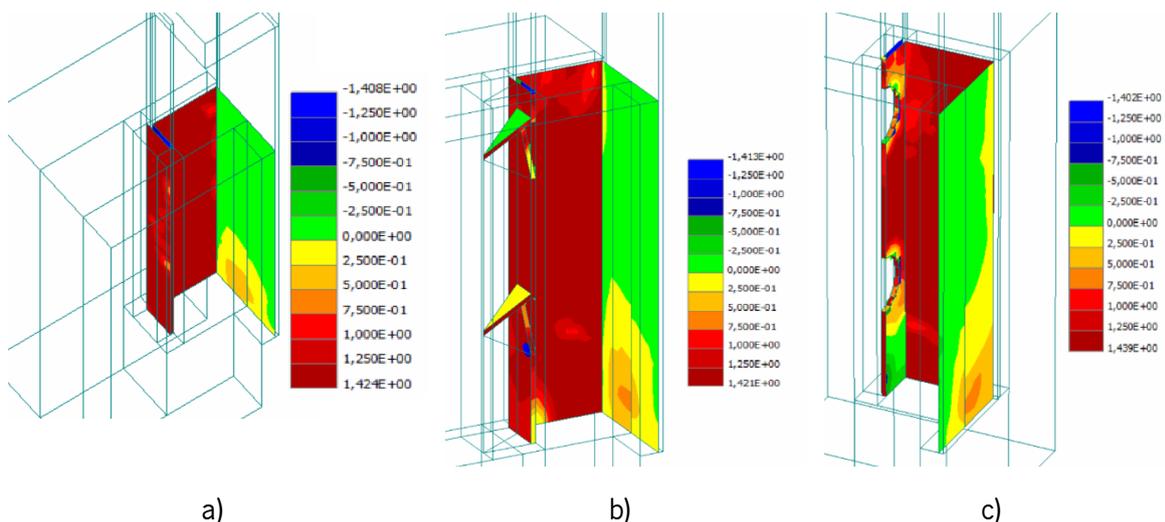


Figura 3.34 Tensões tangenciais na interface para o step correspondente à força máxima: a) modelo P-L150; b) modelo P-C.2; c) modelo P-B.2.

Nos modelos do tipo P-L verifica-se que após ser atingida a carga máxima, o decréscimo de carga ocorre de modo gradual (ver Figura 3.31). Para o conjunto de modelos do tipo P-B e P-C obteve-se um modo de rotura muito semelhante ao verificado no modelo P-L150. Esperava-se que as alterações introduzidas nos perfis metálicos pudessem ter algum impacto na ligação entre os materiais, mas tal não foi verificado no modelo numérico.

A fendilhação ocorrida nos modelos numéricos é um dos resultados mais relevante destes, tendo sido a principal motivação da realização desta análise preliminar. Na Tabela 3.2 é exibido o valor da abertura máxima das fendas ocorridas na análise numérica de cada modelo. Com base nas tensões ocorridas durante a análise e os valores adotados para os diferentes parâmetros do betão, faz-se uma previsão do padrão de fendilhação. Na Figura 3.35 é exibido o padrão obtido no modelo P-C.1. As fendas ocorridas apresentam dimensões muito reduzidas por isso, julga-se que não condicionam a realização do ensaio experimental.

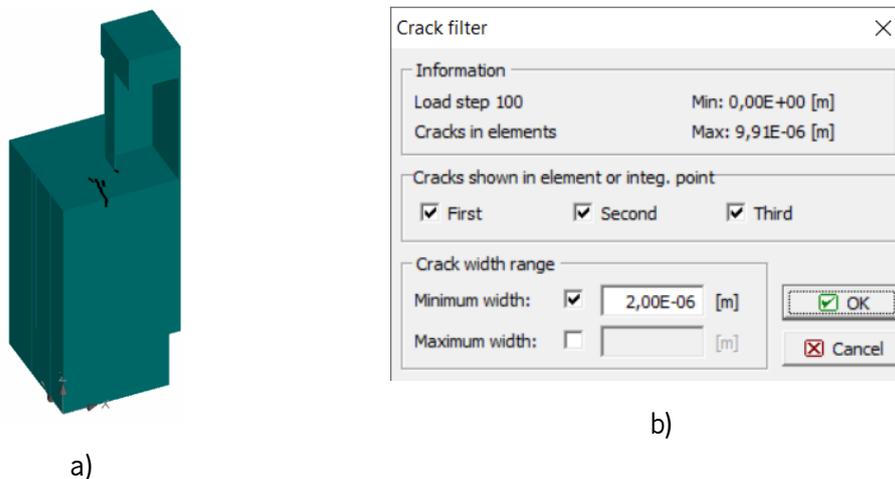


Figura 3.35 Modelo 2-C3-PL150: a) Padrão de fendilhação; b) Intervalo da dimensão da abertura de fendas considerada na visualização.

Utilizando os valores médios experimentais obtidos por Bai *et al.* (2020) foram calibradas exatamente com os mesmos valores todas as interfaces de todos os modelos numéricos anteriormente apresentados. Conclui-se que a fendilhação não será prejudicial à realização dos ensaios experimentais, pelo menos para os provetes do tipo P-L.

De modo a tornar a análise mais completa, julgou-se necessário avaliar outros cenários mais desfavoráveis. Visto que o modelo P-L150 foi aquele que atingiu força máxima maior, decidiu-se que este seria o alvo de uma análise de sensibilidade.

Como já foi explicado, a interface considerada nos modelos numéricos segue o critério de rotura de Mohr-Coulomb, expresso pela equação (3.11), que para a situação dos modelos criados depende maioritariamente do parâmetro da coesão (c). De modo a obter modelos capazes de atingir maior capacidade de carga, decidiu-se aumentar o valor atribuído à coesão. Foram criados dois modelos com base no modelo P-L150 anteriormente apresentado, alterando-se o valor da coesão para 2,0 e 3,0 MPa.

Tabela 3.3 Resultados da análise sensibilidade ao valor da coesão.

Modelo Numérico	Coesão [MPa]	P_{max} [kN]	Step	Desl.1.1 [mm]	Máxima Abertura de Fendas [mm]
P-L150	1,36	100,76	51	0,743	5,85E-03
1-C2-PL150	2,0	129,72	51	0,653	0,258
1-C3-PL150	3,0	152,92	53	0,614	0,268

P_{max} : Força máxima obtida na análise numérica;

Step: Correspondente à ocorrência da força máxima;

Desl.1.1: Deslocamento registado aquando P_{max} no ponto de monitorização D.1.1.

Pelos resultados exibidos na Tabela 3.3, verifica-se que o valor da coesão está diretamente relacionado com o esforço máximo de corte transmitido na interface. Verifica-se que o crescimento do valor da carga máxima não é diretamente proporcional ao crescimento do valor da coesão (ver Figura 3.36).

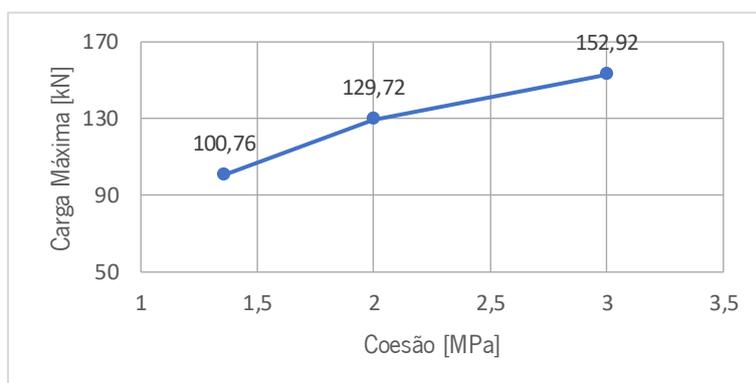


Figura 3.36 Relação entre a coesão atribuída à interface e a carga máxima obtida no modelo numérico do tipo PL150.

Para o modelo 1-C3-P-L150, em que o valor da coesão é igual a 3,0 MPa, verificou-se que a maior força máxima corresponde também a uma maior abertura de fendas. Tanto no modelo 1-C2-PL150 como no modelo 1-C3-PL150, a máxima abertura de fenda é superior a 0,25 mm, correspondendo a fendas que condicionam o comportamento global do modelo.

Na Figura 3.37 exhibe-se o comportamento dos diferentes modelos. Verifica-se que estes apresentam um comportamento idêntico até uma carga de cerca de 70 kN, como sugere o gráfico. Na figura constata-se que o modelo P-L150 atinge uma deformação bastante superior comparativamente aos restantes. Tal acontece porque os restantes modelos não conseguiram atingir a convergência nas várias iterações realizadas que satisfizesse o padrão de erro mínimo. Durante as análises numéricas

aqui realizadas observou-se que os modelos iam demonstrando dificuldades em obter convergência, necessitando de mais iterações, com o crescente grau de não linearidade do modelo refletida pela fendilhação do betão.

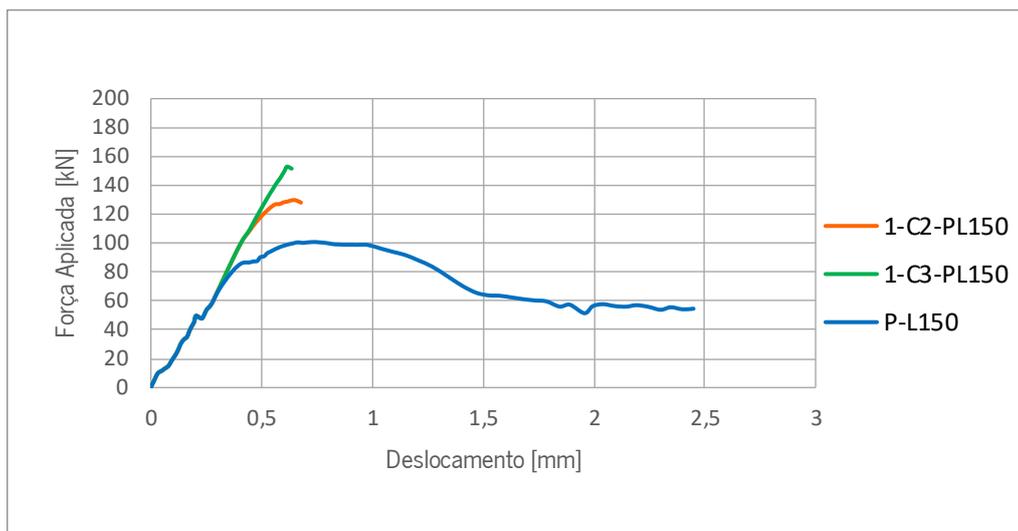


Figura 3.37 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos criados da análise sensibilidade número – influência da coesão.

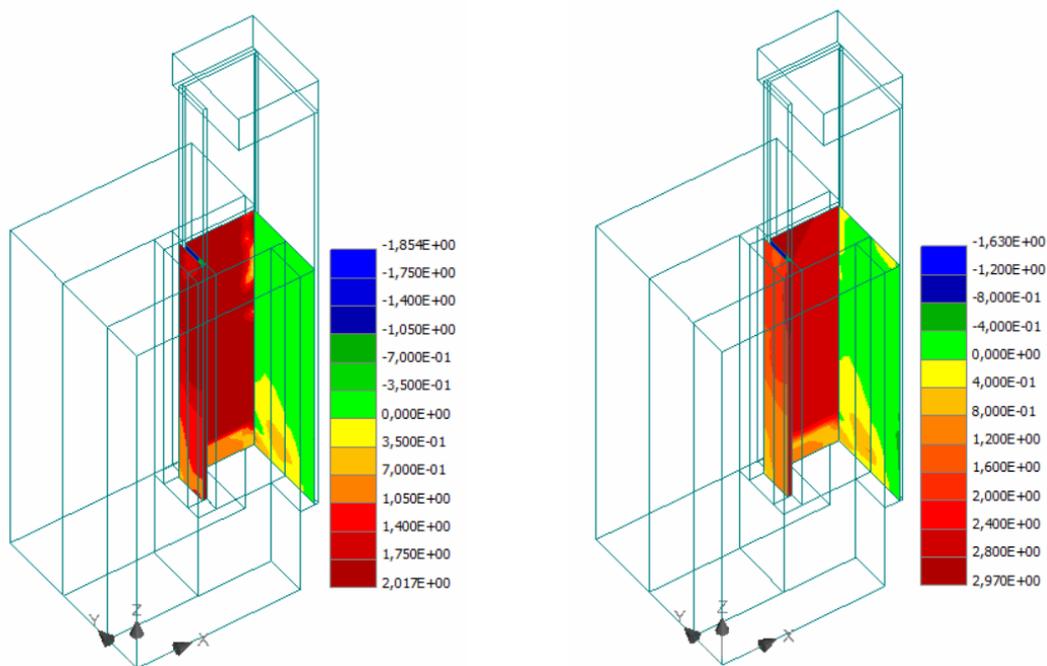


Figura 3.38 Tensões tangenciais instaladas na interface: a) Modelo 1-C2-PL150 (Step 50); b) Modelo 1-C3-PL150 (Step 53).

Analisando o valor da tensão tangencial nos dois modelos que estão em comparação (Figura 3.38), verifica-se que a força máxima é atingida num momento em que a tensão tangencial é inferior ao correspondente valor da coesão adotado, em algumas zonas localizadas do modelo 1-C2-PL150 e de

uma forma generalizada no modelo 1-C3-PL150. Verifica-se que, nestes modelos, a abertura de fendas condiciona o comportamento, limitando a carga máxima que pode ser atingida.

De modo a analisar o efeito da rigidez tangencial e da rigidez normal decidiu-se criar mais dois modelos, em que as rigidezes tangencial e normal são recalculadas, tendo em conta a alteração do valor da coesão.

A rigidez tangencial (K_{tt}) relaciona-se com a rigidez normal (K_{nn}) de acordo com a equação (3.5) e o parâmetro da coesão (c) pode-se relacionar com a rigidez K_{tt} através das equações (3.7) e (3.8) assumindo que $c = \tau_{max}$. Se considerarmos o valor de escorregamento último (S_U) igual ao valor considerado para os modelos anteriores (ver Tabela 3.1 Parâmetros determinados para a interface através de resultados experimentais obtidos por Bai *et al.* (2020).) estamos em condições de determinar K_{tt} e K_{nn} .

Tabela 3.4 Parâmetros determinados para os modelos analisados - influência da rigidez tangencial e da rigidez normal.

Modelo Numérico	P-L150	2-C2-PL150	2-C3-PL150
τ_U [MPa]	1,36	2,0	3,0
S_U [mm]	0,28	0,28	0,28
K_{tt} [MN/mm ³]	5470	7142,86	10714,29
K_{nn} [MN/mm ³]	13700	17857,14	26785,71
K_{tt}^{min} [MN/mm ³]	5,47	7,14	10,71
K_{nn}^{min} [MN/mm ³]	1,37	17,86	26,79

Os novos valores de rigidez tangencial adotados tiveram um efeito significativo na força máxima alcançada, nomeadamente no modelo 2-C3-PL150, tal como é demonstrado na Tabela 3.5. O modelo 2-C3-PL150 atingiu uma força máxima igual a 184,72 kN que é quase o dobro do que foi observado no modelo P-L150.

A dimensão da abertura de fendas manteve-se praticamente a mesma para o modelo 2-C2-PL150 relativamente ao modelo 1-C2-PL150, contudo para o modelo 2-C3-PL150 verificou-se um acréscimo da abertura de fendas muito significativo (ver Figura 3.40). Este modelo apresentou uma abertura máxima de fendas igual 1,06 mm, que corresponde a uma dimensão perceptível a olho nu.

Tabela 3.5 Resultados da análise sensibilidade número- influencia da rigidez tangencial e rigidez normal.

Modelo Numérico	Coesão [MPa]	P_{max} [kN]	Step	Desl.1.1 [mm]	Máxima Abertura de Fendas [mm]
P-L150	1,36	100,76	51	0,743	5,85E-03
1-C2-PL150	2,0	129,72	51	0,653	0,258
2-C2-PL150	2,0	133,48	48	0,581	0,266
1-C3-PL150	3,0	152,92	53	0,614	0,268
2-C3-PL150	3,0	184,72	54	0,504	1,060

P_{max} : Força máxima obtida na análise numérica;

Step: Correspondente á ocorrência da força máxima;

Desl.1.1: Deslocamento registado aquando P_{max} no ponto de monitorização D.1.1.

Na Figura 3.39 é exibido o comportamento dos modelos numéricos desenvolvidos. Ao contrário do que acontecia anteriormente (ver Figura 3.37), para cada modelo a força aplicada evolui de modo distinto consoante o deslocamento que é imposto, havendo claramente declives distintos para as retas secantes à origem do referencial e ao ponto de força máxima de cada gráfico. Isto ocorre porque cada modelo contém um valor para K_{tt} e K_{nn} distinto ao contrário do que acontecia com os modelos antecessores. Verifica-se um incremento de capacidade de carga modesto nos modelos com coesão igual a 2,0 MPa (2,9%) e um incremento significativo nos modelos com coesão igual a 3,0 MPa (20,8%).

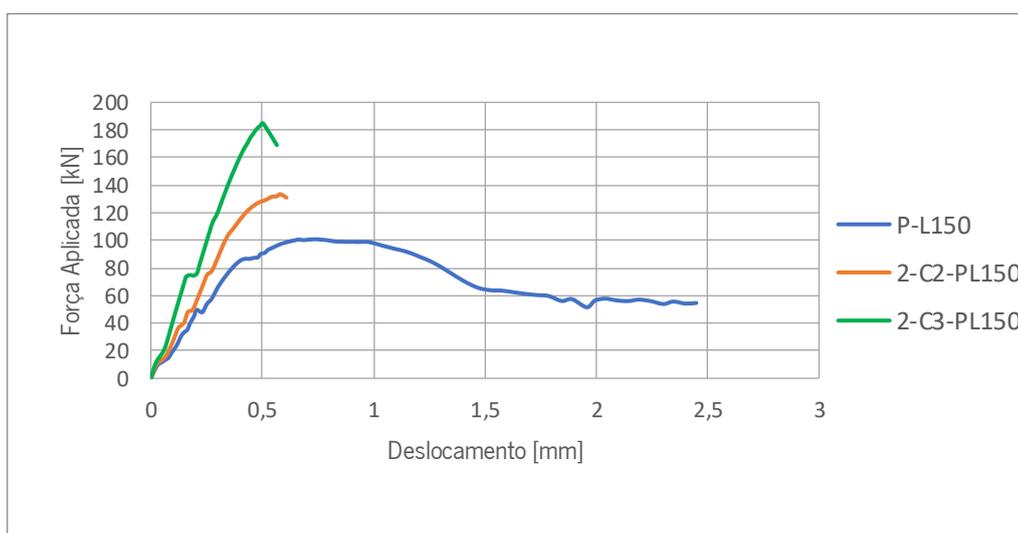
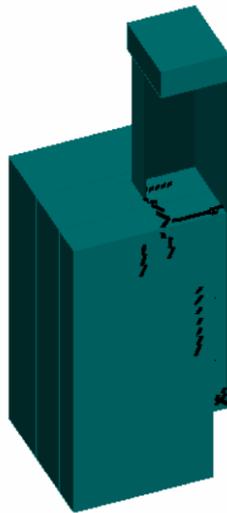
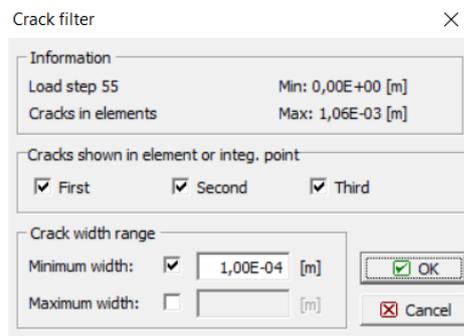


Figura 3.39 Relação entre força e deslocamento no ponto de monitorização D1.1 dos modelos criados para a análise sensibilidade número - influencia da rigidez tangencial e rigidez normal.

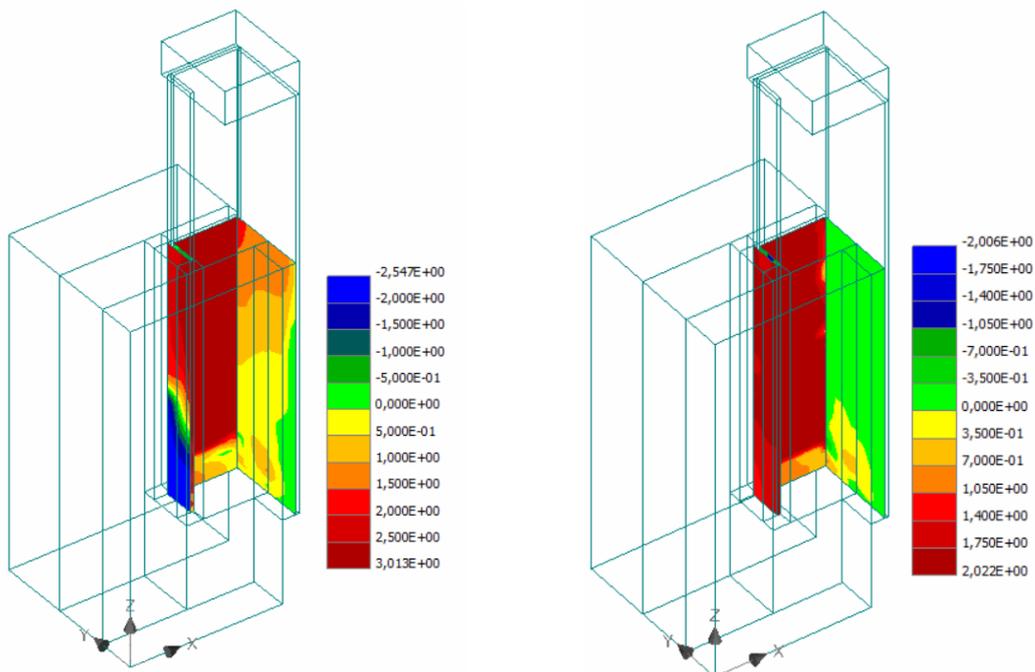


a)



b)

Figura 3.40 Modelo 2-C3-PL150: a) Padrão de fendilhação; b) Intervalo da dimensão da abertura de fendas considerada na visualização.



a)

b)

Figura 3.41 Tensões instaladas na interface: a) Modelo 2-C3-PL150 (Step 54); b) Modelo 2-C2-PL150 (Step 48).

CARACTERIZAÇÃO DOS PROVETES E DOS MATERIAIS

4.1 Introdução

Neste capítulo é realizada uma exposição detalhada da geometria de cada um dos provetes *push-out* que serão ensaiados, assim como das propriedades mecânicas dos materiais utilizados na sua construção. Foi realizada a caracterização experimental do betão, tendo sido determinada a sua resistência à compressão e o módulo de elasticidade aos 7 e aos 28 dias de idade e imediatamente antes e após a realização dos ensaios *push-out*. No total, foram necessários 25 provetes cilíndricos.

4.2 Identificação dos provetes

Nesta campanha experimental pretende-se estudar dois sistemas de conexão distintos assim como a influência da adesão/fricção na capacidade resistente ao corte direto entre a secção de betão e aço. Para a realização do estudo da ligação entre o aço enformado e o betão foram projetados 7 tipos de provetes *push-out* com diferentes comprimentos de embebimento e sistemas de conexão. Foram construídos 3 provetes de cada tipo, perfazendo um total de 21 provetes *push-out*.

Para além disso foram criados 25 provetes cilíndricos com o objetivo de caracterizar o betão com diferentes idades.

4.2.1 Geometria

Como já foi mencionado, os provetes aqui estudados são distintos dos provetes descritos pela norma NP EN 1994-1-1 (2011). No provete ensaiado, o perfil metálico é constituído por dois perfis metálicos em aço enformado a frio soldados na posição *back-to-back* (ver Figura 4.1). O perfil metálico fica parcialmente embebido num bloco de betão e a superfície externa do banzo do perfil metálico fica desligada do betão, tal como mostra a Figura 4.2.

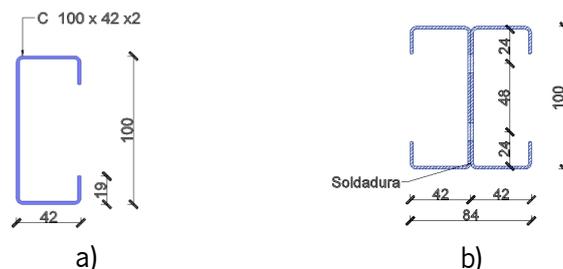


Figura 4.1 Perfil em aço enformado a frio: a) perfil tipo C; b) Perfil utilizado nos provetes *push-out*.

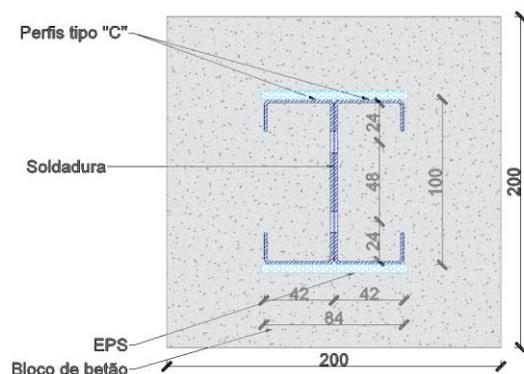


Figura 4.2 Vista em planta do provete *push-out*.

Foram projetados três tipos de provetes *push-out* contendo cada um destes diferentes comprimentos de embebição, sem qualquer sistema de conexão. Este grupo de provetes é identificado como tipo “L” e são atribuídas designações conforme o seu comprimento de embebição. Foram construídos provetes contendo comprimentos de embebição de 150 mm, 125 mm e 100 mm. Apesar desta variação, todos os provetes apresentam a mesma altura global, como sugere a Figura 4.3.

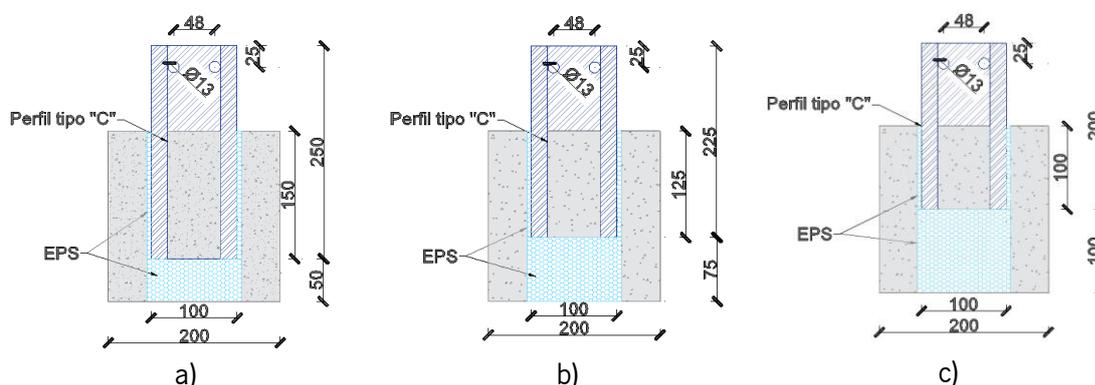


Figura 4.3 Provetes do tipo L: a) provete P-L150; b) provete P-L125; c) provete P-L100.

4.2.2 Sistemas de conexão

Os perfis em aço enformado a frio são elementos de espessura reduzida em que não é recomendada a utilização de soldadura (Hosseinpour *et al.*, 2021). Neste trabalho foram estudados dois sistemas

de conexão distintos e assentam essencialmente em alterações realizadas nas abas dos perfis metálicos. Estas alterações são realizadas de maneira expedita em fábrica, com o maior rigor possível.

4.2.2.1 Furação em forma de semicírculo

Foi considerada uma furação em forma de semicírculo na aba do perfil metálico. A furação possui um raio de 12 mm e é realizada em cada aba do perfil metálico de maneira a ficarem todas ao mesmo nível, o que quer dizer que em cada nível existem 4 furações tal como é exibido na Figura 4.4.c. Ao conjunto de provetes contendo este tipo de sistema de conexão atribui-se a designação de “B”. Para avaliar este sistema foi criado um provete contendo apenas um nível de furações, provete P-B.1 (ver Figura 4.4.a) e outro provete contendo dois níveis de furações com um espaçamento de 51 mm, o provete P-B.2 (ver Figura 4.4.b).

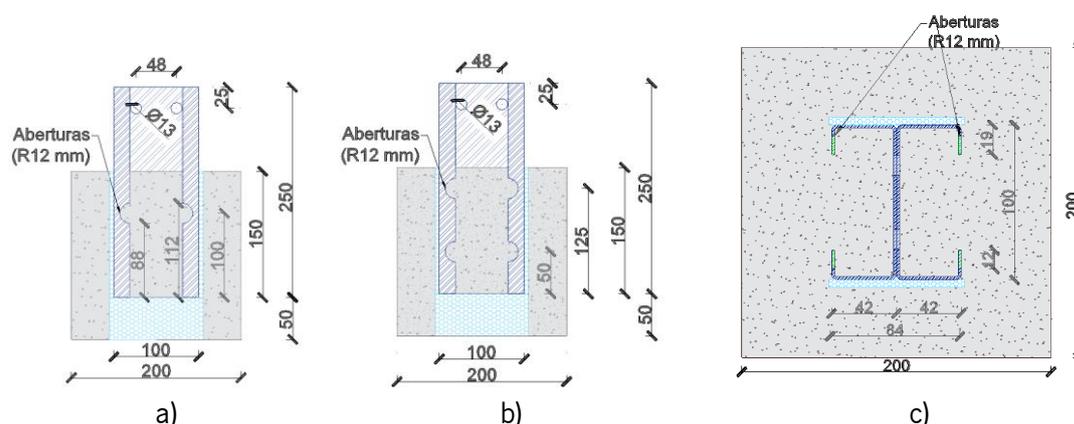


Figura 4.4 Provetes contendo o sistema de conexão de furação: a) Provete P-B.1; b) Provete P-B.2; c) Planta dos provetes tipo B.

4.2.2.2 Corte e dobragem

Outro sistema de conexão considerado consiste no corte e dobragem da aba do perfil metálico em forma de triângulo. Realiza-se um corte na diagonal de maneira a formar um triângulo com 24 mm de altura e uma base de 12 mm, a dobragem é efetuada de maneira a ser obtido um ângulo de 60°. O sistema é aplicado em cada aba do perfil metálico implicando que sejam realizados cortes e dobragens em quatro pontos do perfil metálico de modo a ficarem todos ao mesmo nível (ver Figura 4.5.b). Para os provetes que contêm este sistema de conexão atribui-se a designação de “C”. Para estudar o comportamento deste sistema de conexão foram realizados provetes contendo apenas um nível de conectores, provetes P-C.1 (ver Figura 4.5.a) e outros contendo dois níveis de conectores espaçados entre si de 51 mm, provetes P-C.2 (ver Figura 4.6).

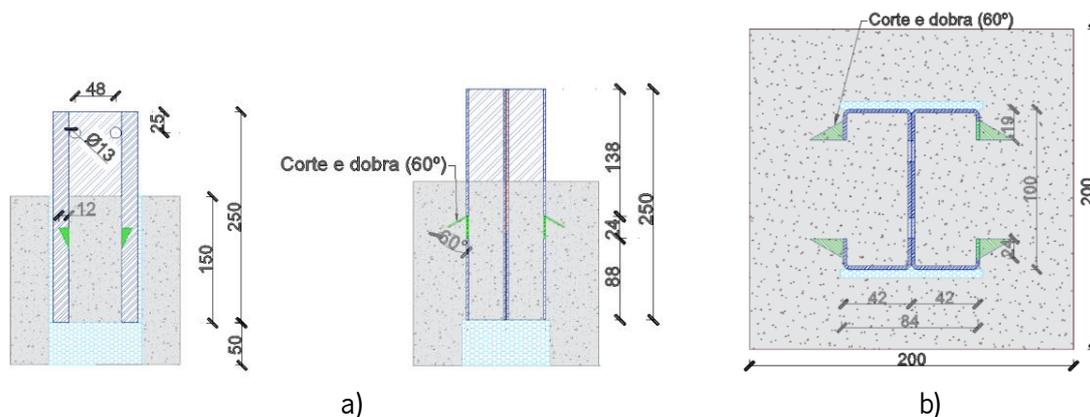


Figura 4.5 Sistema de conexão por corte e dobragem das abas: a) Provetes P-C.1; b) Vista em planta.

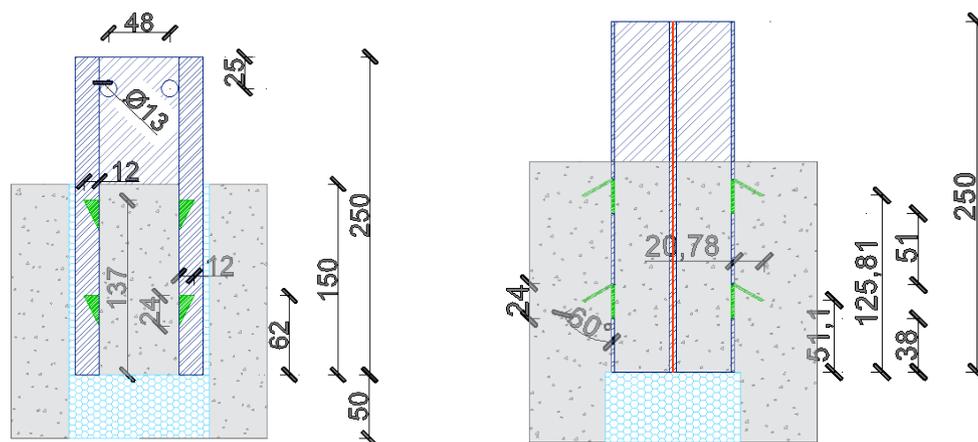


Figura 4.6 Sistema de conexão por corte e dobragem das abas: Provete P-C.2.

4.3 Preparação dos provetes tipo *push-out*

Os provetes desenvolvidos para a presente campanha experimental são elementos que exigem muito rigor no seu processo de preparação e construção.

4.3.1 Perfil Metálico

A aderência entre o aço e o betão é um dos aspetos fundamentais na resistência ao corte destes provetes e que se pretende avaliar com a realização deste tipo de ensaios *push-out*. Por esta razão, é fundamental assegurar que os perfis metálicos não possuem quaisquer resíduos capazes de interferir na aderência entre o aço e o betão. Os perfis metálicos foram lavados com uma solução desengordurante e depois devidamente secos foram envolvidos em película aderente até à colagem do EPS e à sua colocação na cofragem, sendo sempre manejados com cuidado.



Figura 4.7 Lavagem dos perfis metálicos.

4.3.2 Colocação de EPS

Na definição geométrica de todos os provetes ficou definido que todos possuem um vazio na secção abaixo do perfil metálico pra permitir o movimento do perfil em relação ao bloco de betão. Também a superfície exterior do banzo do perfil metálico se encontra desligada do bloco de betão através da criação de um vazio. Estes “vazios” foram cuidadosamente preparados e criados através da utilização de poliestireno expandido (EPS). O EPS é geralmente comercializado em placas de área igual a $0,5 \text{ m}^2$ em diversas espessuras. Para a construção dos elementos de EPS utilizados nos provetes foram compradas placas nas espessuras mais convenientes para cada provete, nas quais se realizaram cortes com as medidas observadas na Figura 4.8. Quando não foi possível obter placas de EPS com a espessura ideal para criar o vazio pretendido, o elemento em EPS foi obtido através da colagem de duas ou mais placas.

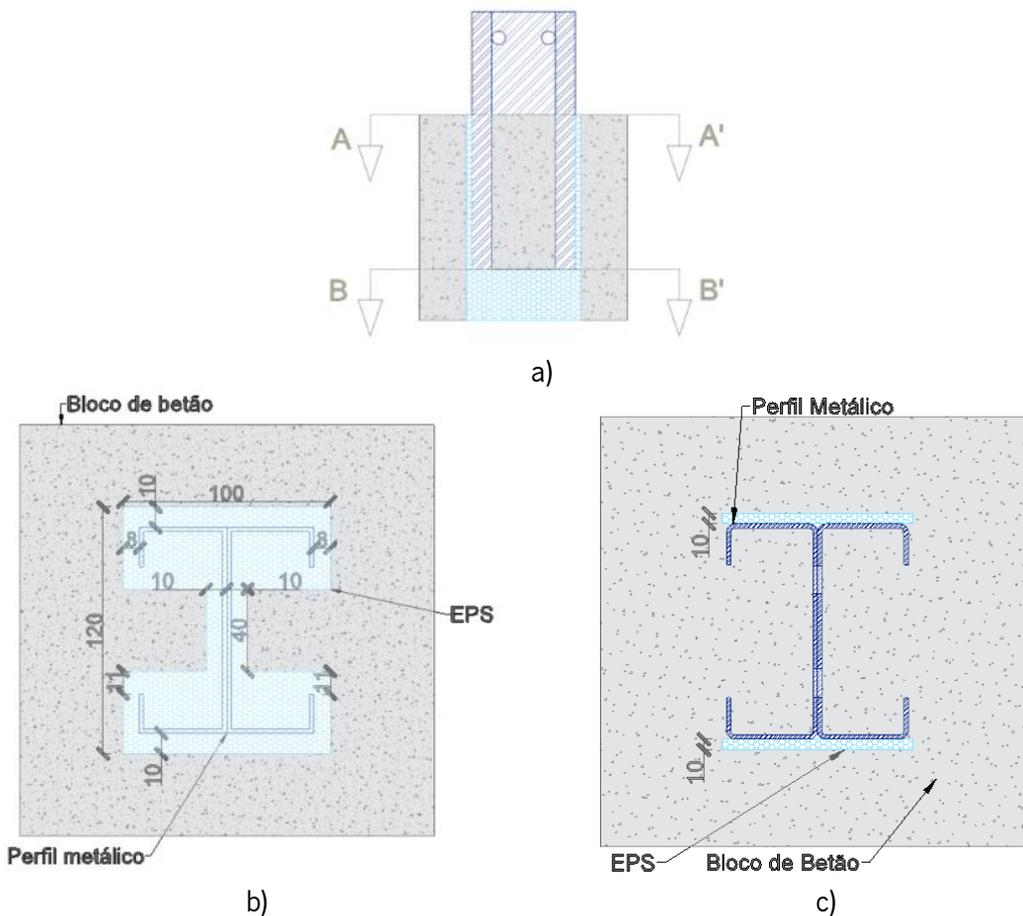


Figura 4.8 Geometria e dimensões aplicadas do EPS para a criação dos vazios nos provetes: a) Provede; b) Vista B-B'; c) Vista A-A'.

Posteriormente ao corte dos elementos em EPS procedeu-se à fixação destes à cofragem e ao perfil metálico. A sua fixação é um processo cuidado e preciso de elementos com dimensão reduzida, já que durante a betonagem será realizada a vibração do betão e esta pode causar a deslocação de elementos que não estejam corretamente fixados.



Figura 4.9 Colagem do EPS aos perfis metálicos.

Durante o processo de colagem do EPS na cofragem e no perfil metálico, como se ilustra na Figura 4.10, houve a preocupação de garantir que o perfil metálico ficasse corretamente nivelado e apurado, de modo a evitar o aparecimento de cargas excêntricas durante o carregamento que possam alterar as condições requeridas para o ensaio.

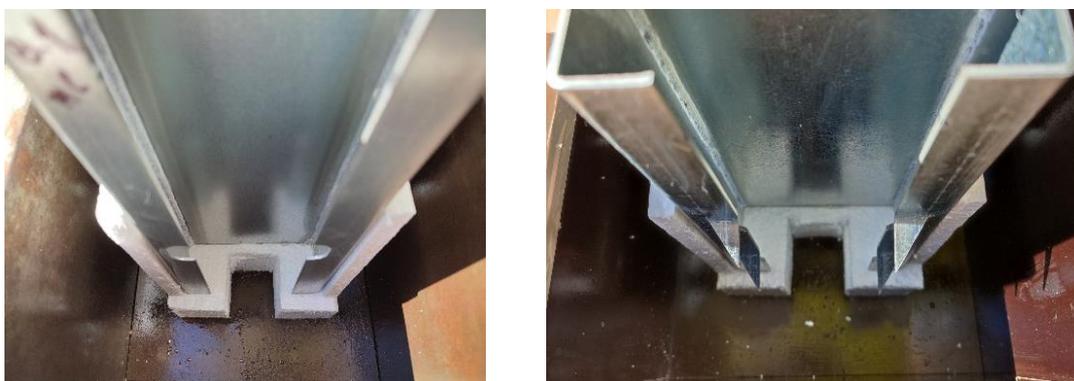


Figura 4.10 Colagem do EPS á cofragem.

Após a betonagem, realizou-se a descofragem. Depois de aguardar o tempo necessário para a cura do betão em condições adequadas, removeu-se do EPS em todos os provetes. O EPS foi retirado com facilidade e com resultados satisfatórios (ver Figura 4.11). Concluído este procedimento, os provetes estavam prontos para a realização dos ensaios *push-out*.

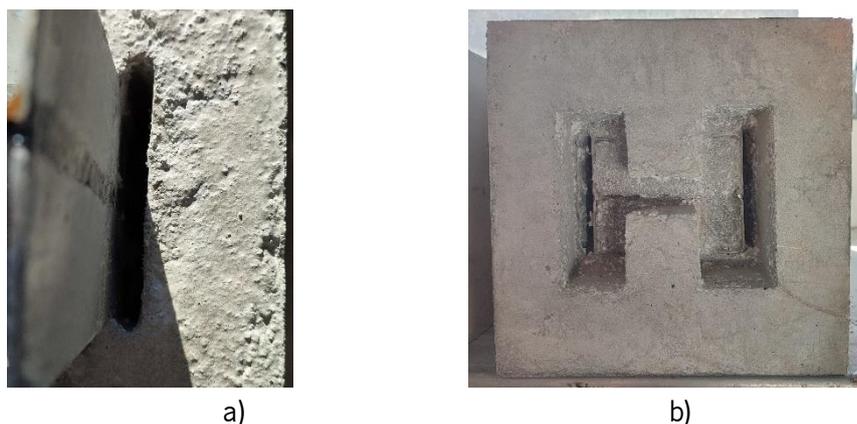


Figura 4.11 Provetes após a remoção do EPS: a) Interrupção entre o banzo do perfil metálico e o betão; b) Base do provete.

4.3.3 Cofragens

Para a modelação do betão foram usadas cofragens em contraplacado revestido a filme fenólico. Foram fixados elementos de EPS na cofragem e posteriormente foi aplicada uma fina camada de óleo descofrante nas restantes superfícies da cofragem que se destinavam a estar em contacto com o betão, com o objectivo de garantir uma boa separação entre o betão e a cofragem. O óleo descofrante

tem um aspecto gorduroso tendo algum efeito lubrificante e por esta razão este foi aplicado nas cofragens com muito cuidado e atenção para que não houvesse contacto com o perfil metálico.

O perfil metálico encontra-se fixado na sua posição apenas por colagem ao elemento em EPS inferior e este por sua vez é colado ao fundo da cofragem. Com receio que esta ligação não fosse suficiente para sustentar os pequenos choques mecânicos eventualmente gerados durante a betonagem e a vibração, projectou-se uma cofragem que continha um sistema para auxiliar o suporte dos perfis metálicos durante a betonagem. O sistema é composto por cantoneiras de PVC que se apoiam em entalhes realizados nos extremos da cofragem com as medidas exatas desse perfil em PVC (policloreto de vinila). O perfil em PVC cruza-se sobre os perfis metálicos exactamente á mesma altura e desta forma estes dois elementos são colados garantindo maior rigidez e segurança. Posteriormente, as cofragens são posicionadas de modo a que fiquem correctamente niveladas e assim preparadas para a execução da betonagem.



Figura 4.12 Sistema auxiliar de suporte aos perfis metálicos implementado na cofragem.

4.3.4 Execução da Betonagem

Após a preparação das cofragens, realizou-se a betonagem. Tendo em conta o elevado número de provetes e as cofragens disponíveis, optou-se por realizar a betonagem dos provetes em dois momentos distintos. No primeiro momento foram betonados os provetes A.1, A.2 e A.3 e no segundo momento foram betonados os provetes B.1, B.2, C.1 e C.2.

Para os dois momentos foi escolhido um betão da classe C30/37. De modo a garantir boas condições de betonagem e um correto envolvimento do betão nos perfis metálicos, foi requerido que este tivesse uma classe de abaixamento S3 e um agregado de máximo de diâmetro igual a 14 mm.

Para além dos provetes *push-out* foram também betonados provetes cilíndricos com diâmetro igual a 150 mm e altura de 300 mm. Para os dois tipos de provetes foi aplicado o mesmo procedimento de

betonagem. O procedimento de betonagem utilizado consistiu em preencher os provetes até metade da sua altura com betão, vibrar, preencher o restante volume do provete com betão voltar a vibrar de modo a garantir uma boa envôlência do betão em todo o volume. No final, fez-se o alisamento e nivelamento da superfície do provete. A vibração dos provetes *push-out* foi realizada com muito cuidado de modo a não provocar o descolamento do EPS e do perfil metálico, evitando-se o contacto do vibrador com estes elementos.



Figura 4.13 Betonagem dos provetes *push-out* e provetes cilíndricos.

Após a realização da betonagem todos os provetes foram envolvidos em filme estirável com o objetivo de reter a humidade e assim evitar fenómenos de retracção e consequentemente abertura de fendas. Para além disto, todos os provetes foram todos cobertos por uma lona impermeável.



Figura 4.14 Provetes selados com filme estirável.

4.3.5 Descofragem

O processo de descofragem foi realizado após decorridos 2 dias de cada betonagem. A separação dos elementos de cofragem dos provetes *push-out* realizou-se com relativa facilidade sem se terem registado danos em qualquer dos dois elementos, tendo sido obtidos provetes *push-out*

geometricamente perfeitos. O processo decorreu do mesmo modo para os provetes cilíndricos, observou-se que estes apresentavam uma superfície lisa e uma geometria perfeita.



Figura 4.15 Provetes *push-out* após a descofragem.

De modo a garantir boas condições de cura para o betão, molharam-se todos os provetes e de seguida foram envolvidos em filme estirável de modo a formar um sistema fechado capaz de reter a humidade e evitar fenómenos de retração. Posteriormente, estes foram mantidos ao ar livre cobertos por uma lona impermeável. Procedeu-se deste modo para todos os provetes á exceção dos provetes cilíndricos destinados a caracterização do betão para as idades 7 e 28 dias, estes foram mantidos numa camara com valores de temperatura e humidade controlados.



Figura 4.16 Humedecimento e selagem dos provetes *push-out* após a descofragem.

4.4 Caracterização experimental dos provetes cilíndricos

Como já tinha sido referido anteriormente, a betonagem dos provetes foi dividida em dois momentos. Foi solicitado á central exatamente as mesmas classes de resistência, classe de consistência e a mesma dimensão máxima do agregado para o betão das duas betonagens, contudo são betões resultantes de amassaduras distintas e por isso as suas propriedades mecânicas nunca serão exatamente as mesmas. Por esta razão, é necessário realizar a sua caracterização individualmente.

Para tal foram preparados 11 provetes para a caracterização do betão usado na primeira betonagem e 14 provetes para o betão da segunda betonagem perfazendo um total de 25 provetes cilíndricos.

Os resultados dos ensaios experimentais dos provetes cilíndricos permitem aferir as propriedades mecânicas do betão aplicado nos provetes *push-out*. Foram realizados ensaios de resistência á compressão e módulo de elasticidade para o betão aos 7 e 28 dias idade e além disso foram realizados os respetivos ensaios nas datas imediatamente antes do início e do fim dos ensaios *push-out* respetivos a cada betonagem. Em suma para o betão resultante da primeira amassadura realizou-se a sua caracterização experimental aos 7, 28 e 43 dias de idade. O betão resultante da segunda amassadura foi caracterizado para os 7, 28, 48 e 55 dias de idade.

4.4.1 Retificação

Para a realização dos ensaios de resistência á compressão e módulo de elasticidade é necessário que as faces dos cilindros estejam perfeitamente lisas, de maneira a distribuir eficazmente a força aplicada.

O processo de retificação foi realizado para em todos os 25 provetes cilíndricos imediatamente antes de se realizar a sua caracterização experimental (ver Figura 4.16.a). Após a retificação do provete, efetuou-se a medição do diâmetro e altura de cada provete.



a)



b)

Figura 4.17 Retificação: a) Máquina de retificação de provetes cilíndricos; b) face retificada.

4.4.2 Resistência á compressão

O ensaio de resistência á compressão realizado decorreu da introdução de incrementos sucessivos de deslocamentos no provete através do atuador que se traduzem por incrementos de carga no provete. Configurou-se o atuador para implementar o deslocamento a uma velocidade igual a 0,005 mm/s. Os ensaios de resistência á compressão consideraram-se como terminados quando fosse atingido um decréscimo de sensivelmente 66 % relativo á força máxima registada.



Figura 4.18 Ensaio de resistência á compressão: a) Decorrer do ensaio; b) Provetes após rotura.

A tensão resistente á compressão para cada provete cilíndrico é determinada pela equação (4.1). A área é medida antes da realização do ensaio.

$$f_c = \frac{\text{Força máxima}}{\text{Área}} \quad (4.1)$$

Através do valor característico da resistência á compressão em provetes cilíndricos (f_{ck}) o Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão preconiza uma equação que permite estimar o valor médio da resistência do betão á tração para classes de betão (f_{ctm}) inferiores ou iguais a C50/60:

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \quad (4.2)$$

Com base na equação (4.2) foi estimado o valor médio da resistência á tração do betão (f_{ctm}) nos provetes cilíndricos ensaiados através da resistência á compressão média (f_{cm}). Na Tabela 4.1 são exibidos os resultados experimentais da resistência á compressão obtidos em provetes cilíndricos das diferentes betonagens assim como a estimativa do valor médio da sua resistência á tração.

Tabela 4.1 Resultados da resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos.

Betonagem	Data	Idade (dias)	Nome do Provete	Força máxima [kN]	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	
1 ^a : 21/10/2021	28/10/2021	7	B01_01_7d	380,00	22,79	26,08	2,64	
			B01_02_7d	(1)	(1)			
			B01_03_7d	453,60	27,06			
			B01_04_7d	500,20	28,38			
	18/11/2021	28	B01_01_28d	552,90	32,86	34,55	3,18	
			B01_02_28d	595,60	35,36			
			B01_03_28d	572,60	34,14			
	03/12/2021	43	B01_04_28d	601,70	35,85	35,71	3,25	
			B01_02_43d	586,70	35,14			
			B01_03_43d	582,00	34,86			
	2 ^a : 27/10/2021	03/11/2021	7	B01_04_43d	623,70	37,12	24,78	2,55
				B02_01_7d	440,00	26,29		
B02_02_7d				421,90	25,18			
B02_03_7d				397,80	23,74			
24/11/2021		28	B02_04_7d	399,90	23,92	31,03	2,96	
			B02_01_28d	534,30	30,37			
			B02_02_28d	552,90	31,32			
14/12/2021		48	B02_03_28d	550,30	31,28	32,55	3,06	
			B02_04_28d	524,00	31,15			
			B02_01_48d	564,60	33,77			
21/12/2021		55	B02_02_48d	520,10	31,10	34,66	3,19	
			B02_03_48d	576,50	32,80			
	B02_01_55d		(1)	(1)				
			B02_02_55d	621,70	35,03			
			B02_03_55d	575,30	34,28			

(1): Não foi possível efectuar o registo da força máxima.

Na Figura 4.19 é representada a evolução da resistência à compressão do betão, usado em cada betonagem, em função da sua idade. Os ensaios dos provetes *push-out* foram realizados no período compreendido entre as duas últimas caracterizações do betão, tal como e mostra na Figura 4.19. Pode-se aferir que entre o momento imediatamente antes e após à realização dos ensaios *push-out* existe um incremento na capacidade resistente do betão.

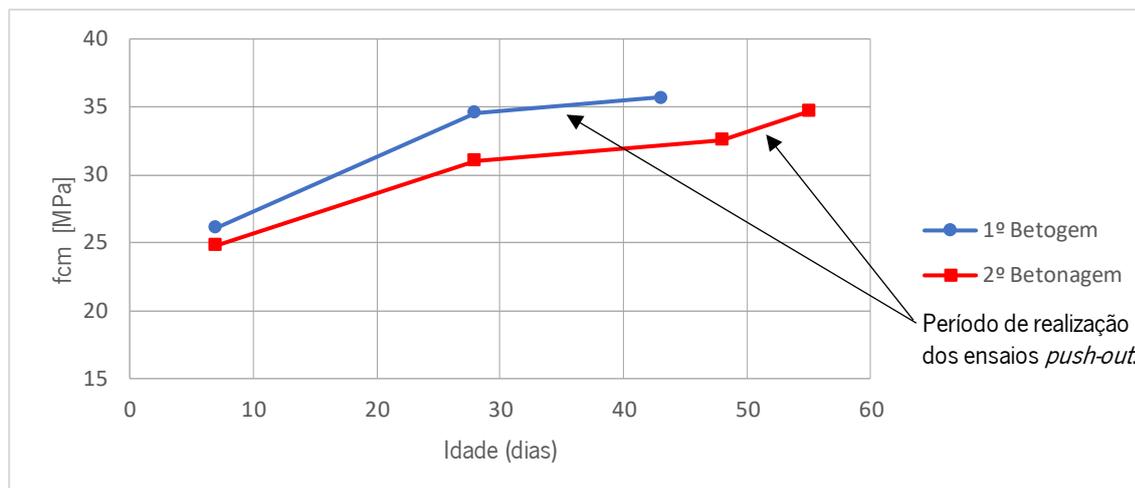


Figura 4.19 Gráfico evolução da capacidade resistente à compressão do betão em provetes cilíndricos.

4.4.3 Módulo de elasticidade

O procedimento do ensaio á determinação do módulo de elasticidade consiste na realização de aplicação de um conjunto de cargas e descargas de forma cíclica. Na Figura 4.20 é exibido o exemplo de uma sequência de carregamento realizada na determinação do módulo de elasticidade de um dos provetes. Na mesma figura, pode-se constatar a existência de patamares, com uma duração de 20 segundos, em que a força exercida é constante. A estimativa da força a aplicar no ensaio de módulo de elasticidade é feita previamente através da realização de um ensaio de resistência á compressão num provete cilíndrico proveniente da mesma amassadura, onde é registada a força máxima aplicada. A força aplicada neste procedimento é igual a 30% da força máxima referida.

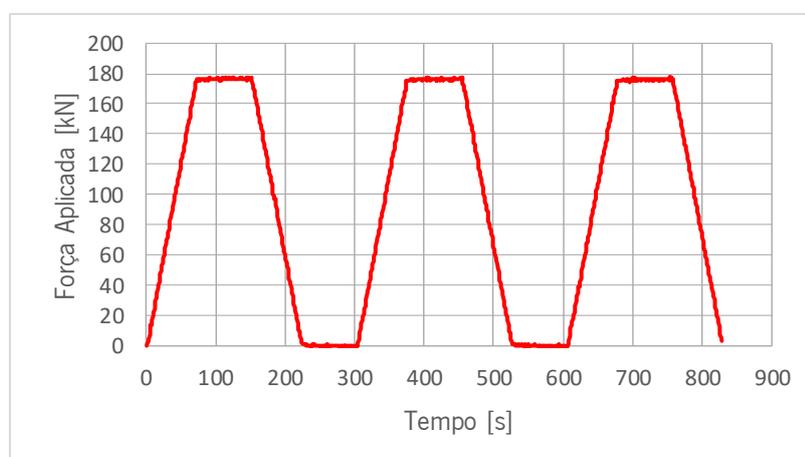


Figura 4.20 Ciclos de carga e descarga para a determinação do modulo de elasticidade.

As extensões provocados pelo ciclo de carga e descarga são medidas sensivelmente ao meio da secção do provete cilíndrico por 3 transdutores, como se exhibe na Figura 4.21.



Figura 4.21 Ensaio experimental do módulo de elasticidade.

Na Tabela 4.2 são exibidos os resultados obtidos nos ensaios ao módulo de elasticidade em provetes cilíndricos assim como respetivos valores médios.

Tabela 4.2 Resultados dos ensaios ao modulo de elasticidade.

Betonagem	Data	Idade (dias)	Nome do Provete	E [GPa]	E_{cm} [GPa]
1ª: 21/10/2021	28/10/2021	7	B01_01_7d	(1)	27,69
			B01_02_7d	28,31	
			B01_03_7d	27,37	
			B01_04_7d	27,40	
	18/11/2021	28	B01_01_28d	(1)	29,20
			B01_02_28d	29,32	
			B01_03_28d	27,45	
			B01_04_28d	30,83	
	03/12/2021	43	B01_02_43d	29,63	30,04
			B01_03_43d	29,92	
			B01_04_43d	30,56	
2ª: 27/10/2021	03/11/2021	7	B02_01_7d	(1)	27,00
			B02_02_7d	27,36	
			B02_03_7d	27,55	
			B02_04_7d	26,10	
	24/11/2021	28	B02_01_28d	(1)	28,91
			B02_02_28d	30,78	
			B02_03_28d	29,21	
			B02_04_28d	26,73	
	14/12/2021	48	B02_01_48d	32,23	30,1
			B02_02_48d	28,78	
			B02_03_48d	29,42	
21/12/2021	55	B02_01_55d	28,11	30,1	
		B02_02_55d	32,22		
		B02_03_55d	29,90		

(1): Provete usado para estimar a força de rotura.

ENSAIO EXPERIMENTAL DO TIPO *PUSH-OUT*

5.1 Considerações gerais á campanha experimental

A ligação entre o aço-betão é um fator que tem elevada importância em estruturas mistas influenciando o comportamento global da estrutura. Como tem vindo a ser referido ao longo desta dissertação, o comportamento desta ligação pode ser estudado com bastante eficiência através da realização de ensaios do tipo *push-out*. No Eurocódigo 4 (EN 1994-1-1), norma europeia que regulamenta o projeto de estruturas mistas de aço e betão, o ensaio *push-out* descrito, incluindo a geometria do provete, o procedimento de fabrico e o método a utilizar no respetivo ensaio. Nesta campanha experimental serão utilizados perfis em aço enformados a frio constituídos pela soldadura *back-to-back* de perfis do tipo C. A configuração dos sistemas de conexão que se pretendem estudar não se adequam ao ensaio *push-out* normalizado pelo Eurocódigo 4. Por esta razão a geometria dos provetes desta campanha sofrem algumas alterações em relação à geometria apresentada pela norma.

O método de ensaio *push-out* normalizado no Eurocódigo 4 impõe a realização de 25 ciclos de carga e descarga entre 5% e cerca 40% do valor da carga máxima expectável, previamente ao carregamento que conduz à rotura do provete. Posteriormente á conclusão deste conjunto de ciclos, o ensaio prossegue de modo contínuo, com incrementos sucessivos da deformação sofrida pelo perfil metálico, até se atingir a carga máxima, prosseguindo para a fase pós-pico, até ocorrer uma perda de carga de pelo menos 50%.

Esta campanha experimental tem o objetivo de analisar dois sistemas de conexão com aplicabilidade em vigas mistas a utilizar em edifícios de pequeno e médio porte. A espessura reduzida é característica dos elementos em aço enformado a frio por esta razão a aplicação de sistemas de conexão que necessitem de soldadura é desvantajosa. Com esta campanha experimental, procura-se estudar o comportamento de dois sistemas de conexão que consistem apenas em alterações realizadas nos perfis metálicos. Tenciona-se que estes sistemas de conexão sejam realizados em fábrica, com controlo de qualidade adequado. Para além disto, existe o benefício de estes serem realizados de modo expedito.

Os provetes *push-out* presentes nesta campanha experimental são muito similares geometricamente, variando apenas no comprimento de embebedimento do perfil metálico no bloco de betão e no sistema de conexão utilizado. Para cada uma das geometrias projetadas foram fabricados 3 provetes. Esta informação encontra-se sintetizada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 Quantidades, sistemas de conexão e comprimento de embebedimento de cada provete.

Nome do Provede	Sistema de Conexão	Comprimento de Embebedimento	Quantidade de provetes
P-L150	Sem sistema de conexão.	150 mm	3
P-L125	Sem sistema de conexão.	125 mm	3
P-L100	Sem sistema de conexão.	100 mm	3
P-B.1	Semicírculo, 1 nível.	150 mm	3
P-B.2	Semicírculo, 2 níveis espaçados de 51 mm.	150 mm	3
P-C.1	Corte e dobragem, 1 nível.	150 mm	3
P-C.2	Corte e dobragem, 2 níveis espaçados de 51 mm.	150 mm	3

5.2 Descrição dos ensaios a realizar na campanha experimental

Como já foi referido os provetes desta campanha experimental foram betonados em dois momentos. Por esta razão, os provetes não foram todos ensaiados de modo contínuo, havendo uma pequena interrupção entre os ensaios dos provetes resultantes da primeira e da segunda amassadura. Da primeira betonagem resultaram os provetes P-L150, P-L125 e P-L100. Os restantes provetes, P-B.1, P-B.2, P-C.1 e P-C.2, foram obtidos na segunda betonagem.

Os ensaios efetuados nesta campanha experimental foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (LEST) entre 24 de outubro a 20 de dezembro de 2021. Na Figura 5.1 é ilustrado um esquema do ensaio, onde se representa o pórtico de reação e o atuador hidráulico. O provete a ensaiar está destacado na Figura 5.1.

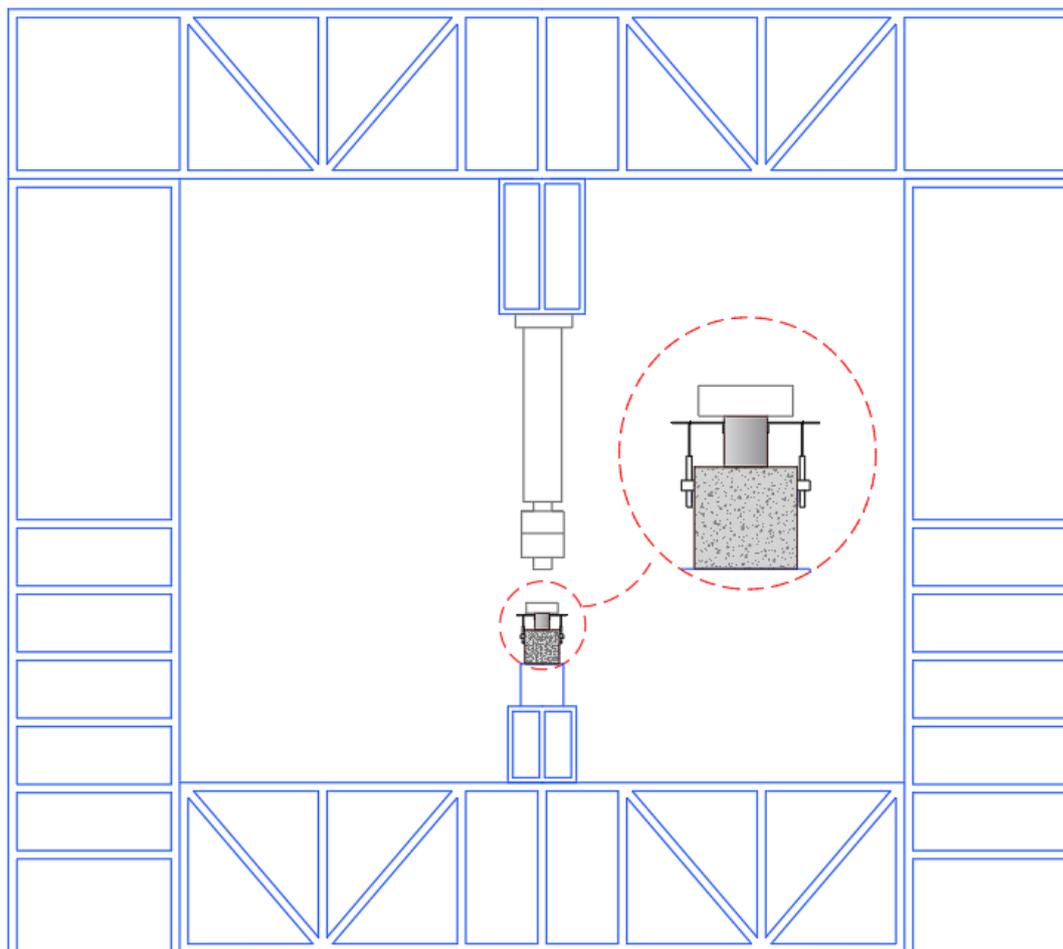


Figura 5.1 Esquema do ensaio, no pórtico E7 do LEST para todos os provetes *push-out*.

5.2.1 Instrumentação

Após a preparação dos provetes procedeu-se ao planeamento do ensaio experimental, e nomeadamente da sua monitorização. Posteriormente, realizou-se o levantamento e a preparação do equipamento necessário:

- Estrutura de reação: trata-se de uma estrutura metálica de dimensão considerável, nesta estrutura serão instalados todos os equipamentos necessários ao ensaio experimental, como sugere o esquema da Figura 5.1;
- Transdutores de deslocamento linear: estes elementos são responsáveis por monitorizar o deslocamento ocorrido durante o ensaio. O deslocamento é exibido e registado num computador através de um *software* especializado. Estes elementos tiveram que ser devidamente calibrados antes da realização dos ensaios;

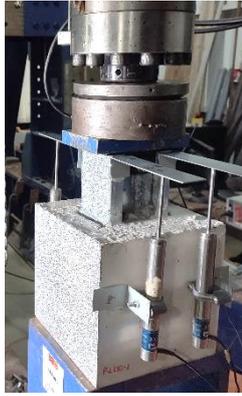


Figura 5.2 Transdutores utilizados na campanha experimental.

- Sistema hidráulico, célula de carga e atuador: este conjunto encontra-se ligado a um computador e é controlado através de um *software*;
- Sistema de aquisição: as aquisições são realizadas pelos equipamentos já elencados como os transdutores e célula de carga, no entanto são geridas e armazenadas num computador através do *software Dynatester*. Nesta campanha experimental foi aplicado uma frequência de aquisição igual a 2 Hz.
- Rótula: a utilização desta serve para colmatar pequenas assimetrias que se possam gerar com deslizamento do perfil metálico tornando o carregamento o mais vertical e centrado;
- Massa de ferro: os perfis metálicos aqui utilizados resultam da soldadura de perfis do tipo C na disposição *back-to-back*, como consequência deste procedimento é muito difícil conseguir que as extremidades dos perfis metálicos fiquem perfeitamente niveladas. Para corrigir esta pequena imperfeição, utilizou-se massa de ferro de modo a obter uma superfície perfeitamente nivelada (ver Figura 5.3 a));
- Chapas metálicas: o perfil metálico é muito delgado; para evitar que este sofresse empenamento na zona junto do carregamento aplicou-se umas chapas na alma do perfil através de aparafusamento como se exhibe na Figura 5.3 b);
- Outros materiais: cola quente, chapas, abraçadeiras.



Figura 5.3 Perfil metálico no ensaio experimental: a) Utilização de massa de ferro; b) Chapas de reforço na alma do perfil metálico.

5.2.2 Metodologia experimental

A preparação do ensaio experimental inicia-se com a colocação do provete no seu apoio. Os elementos de apoio são independentes da estrutura da reação estando ligados a este por aparafusamento. O elemento em que o provete é apoiado é dotado de uma abertura circular, necessária para a medição do escorregamento na base do perfil metálico através da utilização de um transdutor como se ilustra na Figura 5.4.b.



Figura 5.4 Sistema de apoio utilizado nos ensaios experimentais: a) Elementos utilizados; b) Abertura circular existente na face do apoio.

Os transdutores de deslocamento linear utilizados na monitorização são todos idênticos, contendo naturalmente diferentes designações. Estes são do tipo indutivo da marca RDP modelo ACT-1000A, possuem um alcance de ± 25 mm e um erro de $\pm 0,05$ %. Foram usados 6 transdutores no ensaio experimental sendo que um deles foi usado para controlar o deslocamento do atuador (ver Figura 5.5.b), outro para controlar o escorregamento na extremidade inferior do perfil metálico (ver Figura 5.5.a).

Os restantes 4 foram posicionados de modo a medirem o escorregamento na secção superior do perfil metálico, como se ilustra na Figura 5.5.a. A colocação destes 4 transdutores irá permitir aferir a evolução do escorregamento em diferentes pontos do perfil.

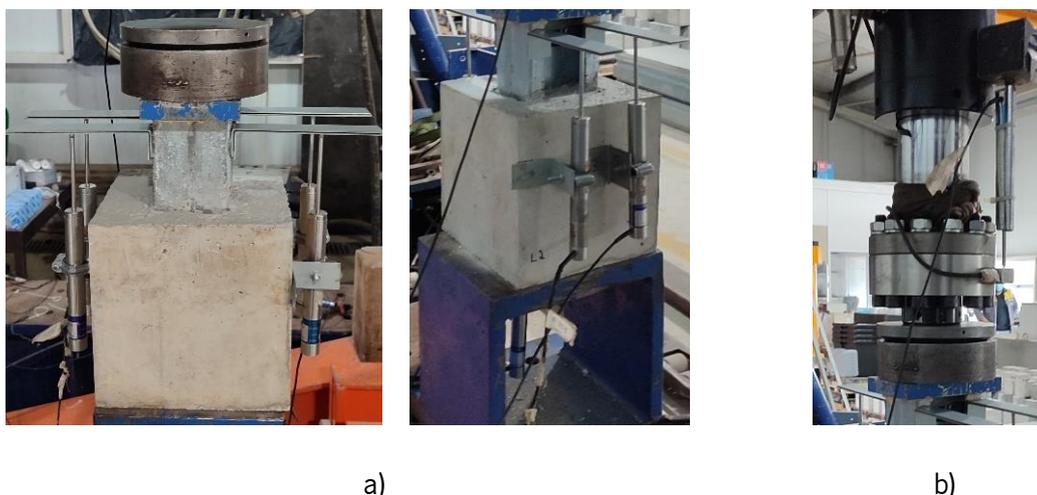


Figura 5.5 Sistema adotado de posicionamento dos transdutores: a) Medição do escorregamento na zona superior do perfil metálico; b) Controlo do deslocamento do atuador;

As designações de cada transdutor e as respetivas posições usadas na 1ª e 2ª fase de ensaios experimentais são exibidas na Figura 5.6 e Figura 5.7, respetivamente. Lembra-se que na 1ª fase de ensaios experimentais são ensaiados os provetes P-L150, P-L125 e P-L100 e na 2ª fase os provetes P-B.1, P-B.2, P-C.1 e P-C.2.

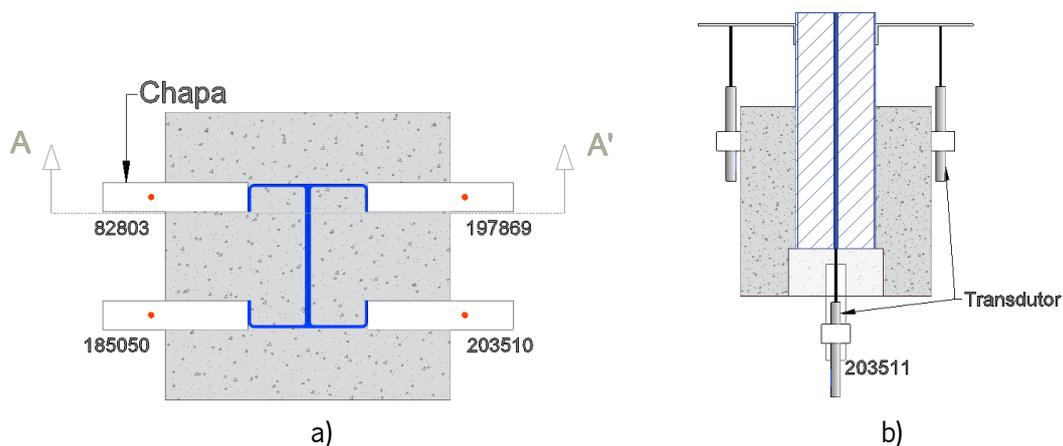


Figura 5.6 Distribuição dos transdutores na 1ª fase de ensaios experimentais: a) Planta do provete; b) Corte A-A'.

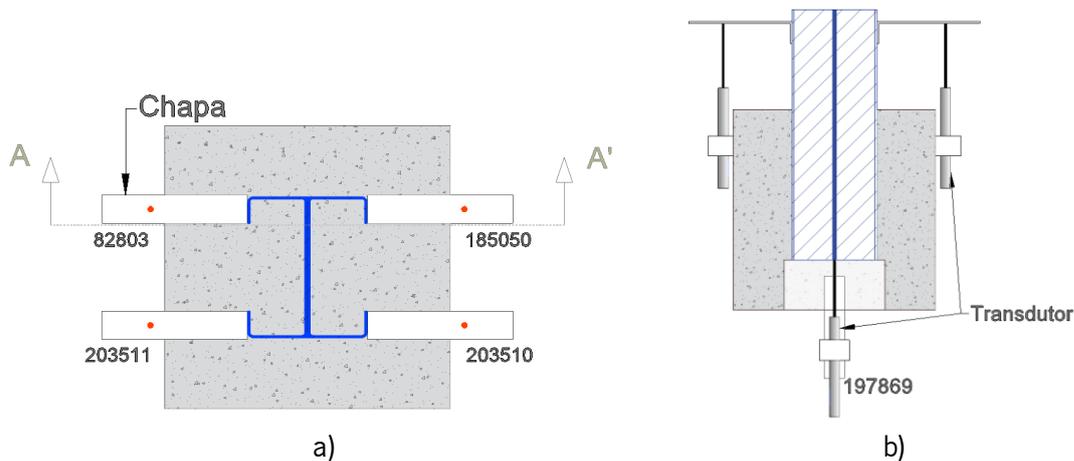


Figura 5.7 Distribuição dos transdutores na 2ª fase de ensaios experimentais: a) Planta do provete; b) Corte A-A'.

Os provetes *push-out* presentes nesta campanha experimental são relativamente pequenos para além disso o perfil metálico apresenta uma secção delgada suscetível à ocorrência de instabilidades durante o ensaio, uma vez que este será comprimido. Optou-se por fazer o controlo do ensaio impondo uma velocidade de deslocamento reduzida. O provete P-L150-1 foi o primeiro a ser ensaiado e para este foi adotada uma velocidade 0,002 mm/s ao longo de todo o ensaio. No final deste primeiro ensaio, conclui-se que a utilização desta velocidade originava ensaios demasiado longos e por isso no segundo ensaio e nos seguintes, a velocidade foi ajustada. O segundo provete a ser ensaiado foi o P-L150-2 e para este foi utilizada uma velocidade igual a 0,002 mm/s até serem registados 8 mm de deslocamentos no atuador depois a velocidade de ensaio aumentava para 0,005 mm/s. Para os restantes ensaios o deslocamento foi implementado com uma velocidade 0,002 mm/s até se totalizarem 12 mm de deslocamento no atuador depois a velocidade aumentava para 0,004 mm/s.

5.3 Resultados dos ensaios *push-out*

O comportamento da ligação ao corte entre o aço e o betão no contexto das estruturas mistas é difícil de prever. Os provetes *push-out* aqui tratados possuem um perfil metálico de espessura reduzida sendo por isso provável que ocorram deformações na secção não embebida em betão. Por outro lado, os provetes não possuem armadura pelo que é também provável o aparecimento de fendas no betão principalmente nos provetes que contêm sistemas de conexão.

O estado dos provetes após a realização do respetivo ensaio do tipo *push-out* é apresentado nas tabelas seguintes (da Tabela 5.2 à Tabela 5.8).

Tabela 5.2 Provetes P-L150 após o ensaio.

P-L150-1	P-L150-2	P-L150-3
		
a) Vista frontal		
		
b) Vista superior		
		
c) Vista inferior		
		
d) Perfil metálico após ser removido do betão		

Tabela 5.3 Provetes P-L125 após o ensaio.

P-L125-1	P-L125-2	P-L125-3
		
a) Vista frontal		
		
b) Vista superior		
		
c) Vista inferior		
		
d) Perfil metálico após ser removido do betão		

Tabela 5.4 Provetes P-L100 após o ensaio.

P-L100-1	P-L100-2	P-L100-3
		
a) Vista frontal		
		
b) Vista superior		
		
c) Vista inferior		
		
d) Perfil metálico após ser removido do betão		

Tabela 5.5 Provetes P-B.1 após o ensaio.

P-B.1-1	P-B.1-2	P-B.1-3
		
a) Vista frontal		
		
b) Vista superior		
		
c) Vista inferior		
		
d) Perfil metálico após ser removido do betão		

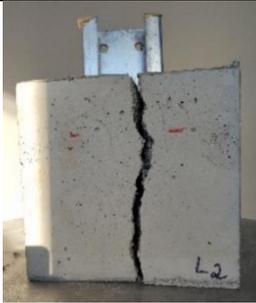
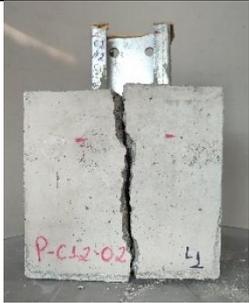
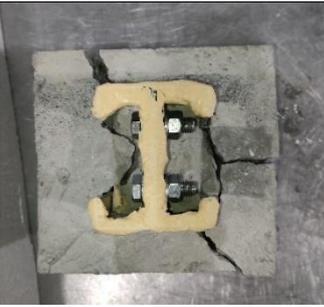
Tabela 5.6 Provetes P-B.2 após o ensaio.

P-B.2-1	P-B.2-2	P-B.2-3
		
a) Vista frontal		
		
b) Vista superior		
		
c) Vista inferior		
		
d) Perfil metálico após ser removido do betão		

Tabela 5.7 Provetes P-C.1 após o ensaio.

P-C.1-1	P-C.1-2	P-C.1-3
		
a) Vista frontal		
		
b) Vista superior		
		
c) Vista inferior		
		
d) Perfil metálico após ser removido do betão		

Tabela 5.8 Provetes P-C.2 após o ensaio.

P-C.2-1	P-C.2-2	P-C.2-3
		
a) Vista frontal		
		
b) Vista superior		
		
c) Vista inferior		
		
d) Perfil metálico após ser removido do betão		

5.3.1 Ensaios dos provetes tipo P-L

Os provetes do tipo P-L foram criados para avaliar a influência do comprimento de embebedimento na ligação entre o aço e o betão. De modo geral, ao longo do ensaio experimental, os provetes não exibiram deformações ou fendilhação significativas.

No bloco de betão foram observadas fendas muito pequenas. Estas fendas apenas foram observadas na face lateral dos provetes PL-125-3 e PL-100-1. Na zona inferior do bloco de betão junto do perfil metálico foram registados pequenos desprendimentos de betão assim como pequenas fissurações (visível da Tabela 5.2 á Tabela 5.4 na vista c). Esta ocorrência foi comum em todos os tipos de provete, mas mais acentuada nos provetes do tipo P-B e P-C (ver da Tabela 5.5 á Tabela 5.8 na vista c).

Como seria de esperar, devido á sua espessura reduzida, foram observadas instabilidades do tipo distorcional nos perfis metálicos, na zona não abrangida pelo embebedimento de betão. Estas deformações estão salientadas com linha vermelha na Figura 5.8.b. Devido à ação do carregamento, a zona superior do banzo, que possui metade da espessura da alma, sofre uma deformação que é ilustrada na Figura 5.8.b. Este comportamento foi observado em todos provetes ensaiados.

Tal como foi ilustrado na Figura 5.6 e na Figura 5.7, o sistema de monitorização do escorregamento do perfil metálico consistia na colagem de chapas nas abas do perfil metálico que se ligavam ao transdutor que estava preso ao bloco de betão. O facto de ocorrer este tipo de instabilidade no local de colagem das chapas interferiu com a medição do deslocamento de alguns transdutores. Contudo, para a medição do deslocamento no topo do perfil foram sempre utilizados 4 transdutores e assim foi sempre possível obter dados do escorregamento nesta secção.



Figura 5.8 Aspectos do comportamento geral dos provetes: a) Desprendimento de betão na zona inferior em provetes do tipo P-L; b) Instabilidade ocorrida no perfil metálico.

Na Tabela 5.9 mostram-se as propriedades do betão para os diferentes provetes do tipo P-L. As propriedades exibidas são referentes á data do respetivo ensaio de cada provete. Como já tinha sido mencionado, foi efetuada a caracterização do betão imediatamente antes e depois do período de ensaios *push-out*. As propriedades do betão apresentadas foram estimadas através de uma regressão linear tendo por base os dados obtidos da caracterização do betão realizada aos 28 e aos 43 dias de idade.

Tabela 5.9 Propriedades do betão para os provetes tipo P-L.

Provete	Betão			
	Idade (dias)	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
P- L150-1	34	35,01	3,21	29,54
P- L150-2	35	35,09	3,21	29,59
P- L150-3	35	35,09	3,21	29,59
P- L125-1	39	35,40	3,23	29,82
P- L125-2	39	35,40	3,23	29,82
P- L125-3	40	35,48	3,24	29,87
P- L100-1	40	35,48	3,24	29,87
P- L100-2	42	35,63	3,25	29,98
P- L100-3	42	35,63	3,25	29,98

- **Provetes P-L150**

Na Figura 5.9 mostra-se o gráfico que relaciona a carga aplicada com o escorregamento medido na parte superior do perfil metálico, para os 3 provetes.

É perceptível que o comportamento do provete P-L150-1 se diferencia um pouco dos restantes, nomeadamente no intervalo entre o início do ensaio e a carga de 30 kN. Esta diferença deveu-se á utilização de uma borracha no topo do perfil metálico, com o objetivo de colmatar as imperfeições presentes na extremidade do perfil metálico e garantir uma melhor distribuição da carga. A utilização da borracha sobre o perfil metálico teve o efeito de adicionar uma deformação vertical logo numa fase inicial do carregamento. Imediatamente após o ensaio, percebeu-se que a utilização da borracha não era vantajosa, pois esta ficava muito danificada ao longo do carregamento e por isso deixava de cumprir o objetivo da sua colocação, levando assim á sua substituição por massa de ferro.



Figura 5.9 Borracha usada no ensaio do provete P-L150-1.

No ensaio do provete P-L150-1, o rompimento da borracha acontece para a carga 30 kN. A partir deste patamar de carga, a relação carga-deslocamento desenvolve-se de modo linear até á carga máxima e e com evolução similar à dos restantes ensaios, o que indica que a borracha deixou de interferir no ensaio a partir do patamar de 30 kN.

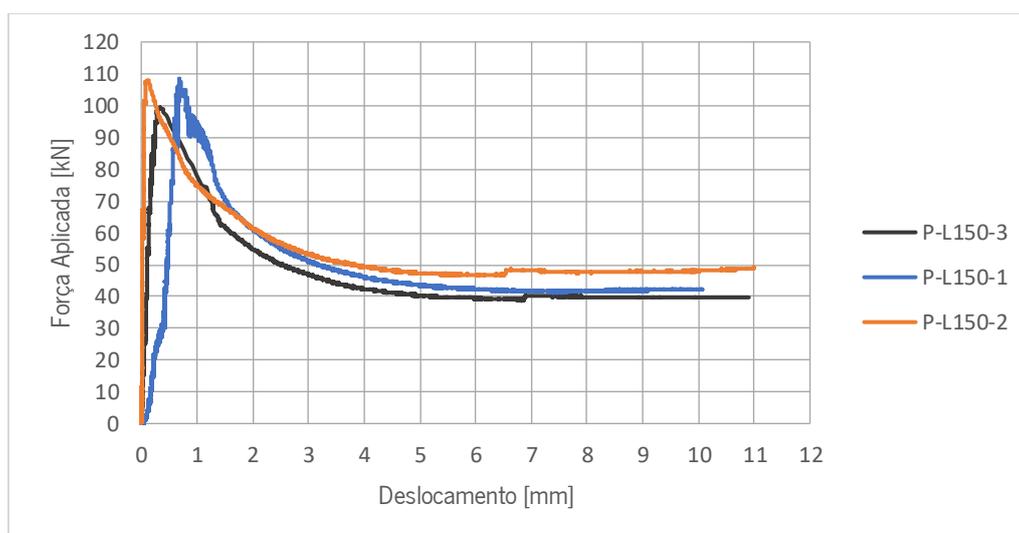


Figura 5.10 Gráfico de relação força e deslocamento dos ensaios P-L150.

De um modo geral, os dados obtidos para o escorregamento no topo do perfil revelaram alguma variabilidade, apesar de estes serem valores médios resultantes das medições realizadas por todos os transdutores aplicados, como se ilustra na Figura 5.6. Isto deve-se não só ao uso da borracha, mas também aos fenómenos de instabilidade ocorrida nos banzos e abas do perfil (ver Figura 5.8) onde os transdutores se encontram ligados. Apesar disto, os dados obtidos para o escorregamento na base do perfil metálico mostram-se coerentes entre si.

A força máxima e a força residual média após a rotura obtidas nos ensaios demonstram concordância entre os vários provetes. A força máxima medida no ensaio foi quase idêntica nos provetes P-L150-1 e P-L150-2 e apenas o valor do provete P-L150-3 se mostrou um pouco inferior. A força máxima

média relativa aos 3 provetes do tipo P-L150 é igual a 105,4 kN, associada a um coeficiente de variação de 4,89%, o que mostra uma baixa dispersão de resultados.

Tabela 5.10 Força Máxima e respetivos deslocamentos para os provetes P-L150.

Provete	P_{max}	P_k	$S_{P_{max}}^1$	$S_{P_{max}}^0$	S_{Pk}	$P_{Residual}$	k_t
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]
P-L150-1	108,42	97,58	0,69	0,10	0,82	41,33	137,84*
P-L150-2	108,36	97,52	0,11	0,09	0,30	46,66	1979,32
P-L150-3	99,46	89,51	0,30	0,07	0,58	38,92	446,97
Média	105,41	94,87	0,36	0,09	0,57	42,30	1213,15
Desvio Padrão	5,16	4,64	0,30	0,02	0,26	3,96	1083,54
Coef. de Variação	4,89%	4,89%	80,94%	14,06%	46,02%	9,36%	89,32%

P_{max} : Força máxima alcançada no ensaio;

P_k : Força característica, representa 90% da força máxima (P_{max});

$S_{P_{max}}^1$: Escorregamento médio medido no topo do perfil metálico, para a força máxima;

$S_{P_{max}}^0$: Escorregamento medido na base do perfil metálico, para a força máxima;

S_{Pk} : Escorregamento médio no topo do perfil, para a força característica;

$P_{Residual}$: Força residual, força mínima medida na fase pós-pico;

k_t : Rigidez média da ligação, medida para o patamar correspondente a 70% da carga máxima.

* - valor não utilizado no cálculo do valor médio de K_t , devido à utilização da borracha

• Provetes P-L125

Seria de esperar que os provetes com menor comprimento de embebedimento no bloco de betão obtivessem uma carga de rotura proporcionalmente menor relativamente aos restantes. No entanto, os provetes P-L125-1 e P-L125-2 obtiveram uma carga máxima e carga residual superior à média do conjunto dos provetes do tipo P-L150.

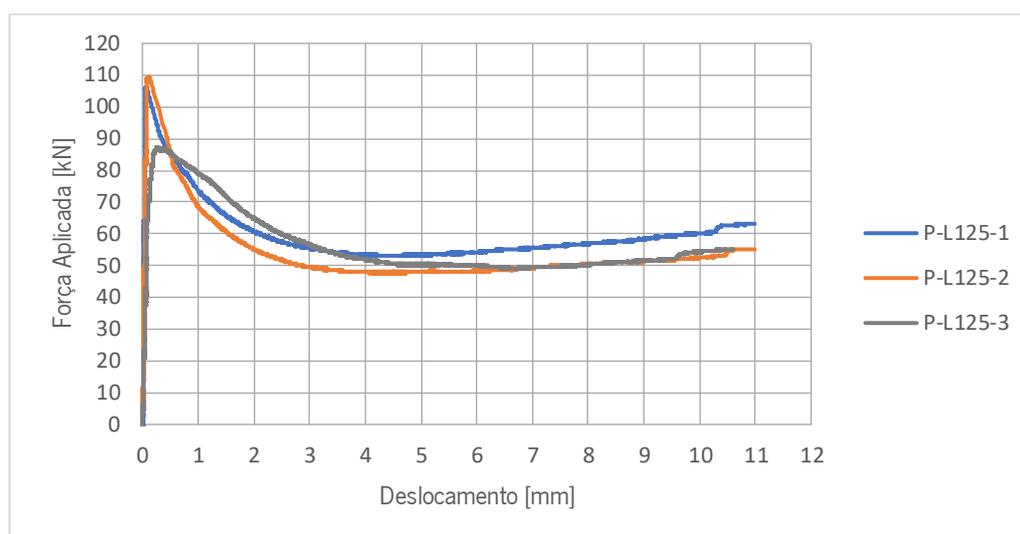


Figura 5.11 Gráfico de relação força e deslocamento dos ensaios P-L125.

O comportamento observado no provete P-L125-3 revelou-se um pouco diferente, pois o modo de rotura não decorreu exatamente como os restantes. Este provete atingiu uma carga máxima significativamente inferior aos restantes provetes do tipo P-L125 e a evolução da curva carga-escorregamento, após a carga máxima, é mais suave, pelo menos até ao deslocamento de 2 mm. Como se pode ver na Figura 5.11, o provete P-L125-3 sofreu escorregamentos superiores aos restantes no momento de aplicação da carga máxima.

Tabela 5.11 Força Máxima e respetivos deslocamentos para os provetes P-L125.

Proвете	P_{\max} [kN]	P_k [kN]	$S_{P_{\max}}^1$ [mm]	$S_{P_{\max}}^0$ [mm]	S_{P_k} [mm]	P_{Residual} [kN]	k_t [kN/mm]
P-L125-1	106,18	95,56	0,11	0,11	0,25	52,99	2021,53
P-L125-2	109,56	98,61	0,18	0,09	0,30	47,72	1348,25
P-L125-3	87,45	78,70	0,26	0,27	1,52	49,12	347,04
Média	101,06	90,96	0,18	0,16	0,69	49,95	1238,94
Desvio Padrão	11,91	10,72	0,08	0,10	0,72	2,73	842,58
Coef. de Variação	11,79%	11,79%	13,64%	63,08%	104,45%	42,04%	68,01%

P_{\max} : Força máxima alcançada no ensaio;

P_k : Força característica, representa 90% da força máxima (P_{\max});

$S_{P_{\max}}^1$: Escorregamento médio medido no topo do perfil metálico, para a força máxima;

$S_{P_{\max}}^0$: Escorregamento medido na base do perfil metálico, para a força máxima;

S_{P_k} : Escorregamento médio no topo do perfil, para a força característica;

P_{Residual} : Força residual, força mínima medida na fase pós-pico;

k_t : Rigidez média da ligação, medida para o patamar correspondente a 70% da carga máxima.

• Provetes P-L100

O gráfico exibido na Figura 5.12 mostra que este conjunto de provetes apresentou um comportamento muito similar entre si. Os resultados obtidos para a carga máxima de cada provete foram muito próximos entre si.

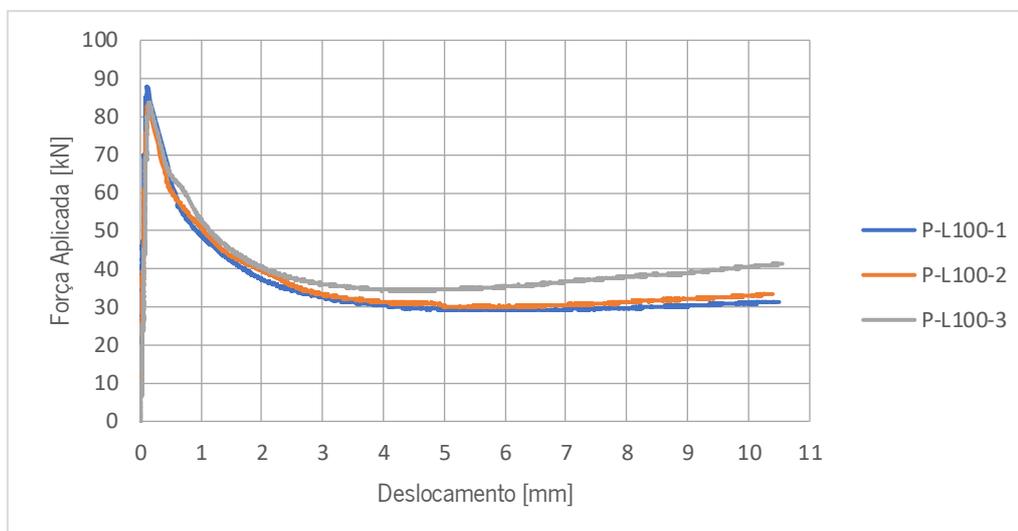


Figura 5.12 Gráfico de relação força e deslocamento dos ensaios P-L100.

Os fenômenos de instabilidade ocorridos neste conjunto de perfis foram muito ligeiros, quase imperceptíveis. Nos provetes do tipo P-L100, a carga máxima é menor do que nos restantes conjuntos. As medições do escorregamento no topo perfil metálico que foram realizadas neste conjunto de ensaios foram muito similares.

Tabela 5.12 Força Máxima e respetivos deslocamentos para os provetes P-L100.

Provete	P_{\max} [kN]	P_k [kN]	$S_{P_{\max}}^1$ [mm]	$S_{P_{\max}}^0$ [mm]	S_{Pk} [mm]	P_{Residual} [kN]	k_t [kN/mm]
P-L100-1	88,00	79,20	0,14	0,13	0,17	29,07	1066,13
P-L100-2	82,79	74,51	0,12	0,07	0,48	29,90	258,38
P-L100-3	83,47	75,12	0,15	0,08	0,36	34,31	483,59
Média	84,75	76,28	0,14	0,09	0,34	31,09	602,70
Desvio Padrão	2,83	2,55	0,01	0,03	0,16	2,81	416,84
Coef. de Variação	3,34%	2,55%	10,15%	14,23%	47,08%	9,05%	69,16%

P_{\max} : Força máxima alcançada no ensaio;

P_k : Força característica, representa 90% da força máxima (P_{\max});

$S_{P_{\max}}^1$: Escorregamento médio medido no topo do perfil metálico, para a força máxima;

$S_{P_{\max}}^0$: Escorregamento medido na base do perfil metálico, para a força máxima;

S_{Pk} : Escorregamento médio no topo do perfil, para a força característica;
 $P_{Residual}$: Força residual, força mínima medida na fase pós-pico;
 k : Rigidez média da ligação, medida para o patamar correspondente a 70% da carga máxima.

5.3.2 Ensaio dos provetes com sistemas de conexão

Como exibido da Tabela 5.5 á Tabela 5.8, em todos os ensaios com provetes contendo sistemas de conexão ocorre o rompimento do bloco de betão tendo a fendilhação deste sido mais severa nos provetes do tipo P-C. O padrão de fendilhação ocorrido foi similar para todos os provetes. A fendilhação em todos os casos iniciou-se junto das abas do perfil metálico, onde se localizam os sistemas de conexão indicando que seja provocada pelas tensões de corte geradas pelos sistemas de conexão.

Na Tabela 5.13 são exibidas as propriedades do betão para os provetes do tipo P-B e P-C. As propriedades descritas são referentes á data da realização de cada ensaio. O betão aplicado neste conjunto de provetes foi caracterizado imediatamente antes e depois da realização dos respetivos ensaios *push-out*. Desta forma, foi possível estimar a propriedades referidas na tabela através de uma regressão linear tendo por base os dados da caracterização realizada aos 48 e 55 dias de idade.

Tabela 5.13 Propriedades do betão para os provetes contendo sistemas de conexão.

Provete	Betão			
	Idade (dias)	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
P- B.1-1	49	32,85	3,08	30,10
P- B.1-2	49	32,85	3,08	30,10
P- B.1-3	50	33,15	3,10	30,10
P- B.2-1	51	33,45	3,12	30,10
P- B.2-2	52	33,75	3,13	30,10
P- B.2-3	52	33,75	3,13	30,10
P- C.1-1	50	33,15	3,10	30,10
P- C.1-2	50	33,15	3,10	30,10
P- C.1-3	51	33,45	3,12	30,10
P- C.2-1	54	34,36	3,17	30,10
P- C.2-2	54	34,36	3,17	30,10
P- C.2-3	54	34,36	3,17	30,10

- **Provetes P- B.1**

Na Figura 5.14 é exibido o gráfico que relaciona a força aplicada ao provete e o escorregamento medido. Estas curvas distinguem-se das curvas obtidas com os provetes do tipo P-L pois apresentam dois picos de carga e a carga máxima é atingida no segundo pico, ocorrendo para um escorregamento bastante superior ao que era obtido nos provetes do tipo P-L.

Verifica-se ainda que o valor de carga correspondente ao primeiro pico é próximo do valor de carga obtido nos provetes do tipo P-L, o que significa que este primeiro pico de carga corresponde à rotura da ligação por aderência entre a interface do aço e o betão restando apenas a ligação de atrito e a ligação proporcionada pelo respetivo sistema de conexão. Após o primeiro pico, regista-se um pequeno decréscimo de carga ao qual se segue um aumento da mesma até à carga máxima, que é acompanhada pelo rompimento do bloco de betão.

O gráfico correspondente ao provete P- B.1-2 tem um comportamento um pouco diferente, já que não exibe o primeiro pico de carga que foi identificado nos restantes provetes do grupo. Para além disso, apresenta um escorregamento referente à força máxima bastante superior aos restantes. Após o ensaio observou-se que tinha ocorrido instabilidade distorcional bastante acentuada no perfil metálico (ver Figura 5.13) tendo sido esta a causa para a diferença na relação entre força e deslocamento relativamente aos seus pares.



Figura 5.13 Instabilidade distorcional ocorrida de maneira muito acentuada no perfil metálico do provete P- B.1-2.

O sistema de conexão composto pela furação das abas do perfil metálico em forma de semicírculo presente nos provetes do tipo P-B demonstrou resultados bastante satisfatórios nomeadamente no que respeita à ductilidade obtida. Este conjunto de provetes, que só apresenta um nível de conectores, foi o que demonstrou maior capacidade de deformação de toda a campanha experimental.

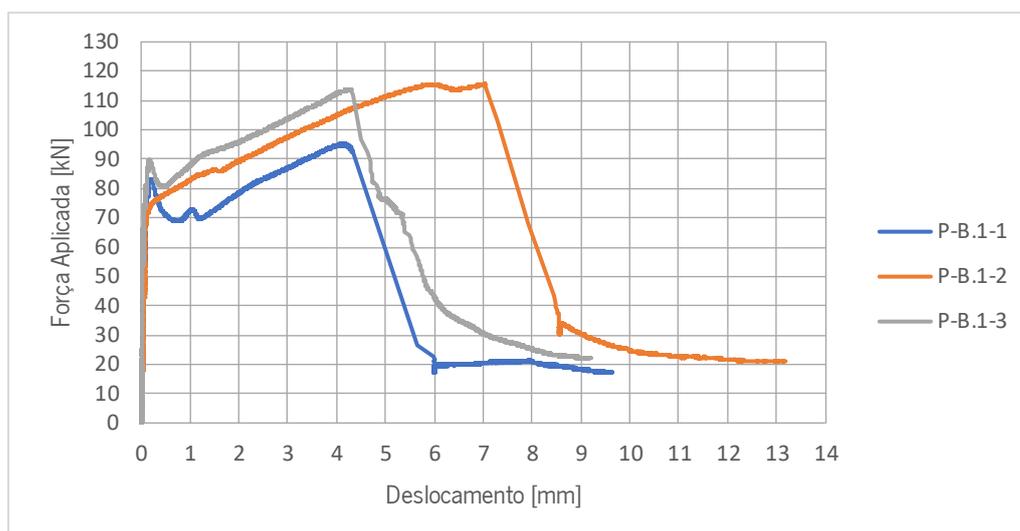


Figura 5.14 Gráfico de relação força e deslocamento dos ensaios P-B.1.

Para o estudo do comportamento dos provetes contendo sistemas de conexão, fez-se o registo da carga aplicada no momento em que ocorre o primeiro pico, tal como é descrito na Tabela 5.14. Como já foi dito aqui, este pico corresponde à falha da ligação da interface entre o betão e o aço. Nos provetes P- L150 foi obtido um valor médio de carga máxima igual a 105,41 kN. Comparando com o correspondente valor de 86,40 kN, obtido nos provetes do tipo P-B.1, verifica-se que existe uma perda 18,03% da capacidade de carga ao corte na ligação entre o aço e o betão. Julga-se que esta diferença resulta da diminuição de área de contacto aço-betão, devida à furação das abas do perfil.

Tabela 5.14 Força Máxima e respetivos deslocamentos para os provetes P-B.1.

Provete	P_{Pico} [kN]	P_{max} [kN]	P_k [kN]	$P_{\text{Pico}}/P_{\text{me}}$	S_{Ppico}^1 [mm]	S_{Pmax}^1 [mm]	S_{Pmax}^0 [mm]	S_{Pk} [mm]	P_{Residual} [kN]	k [kN/mm]
P- B.1-1	83,19	95,22	85,70	0,87	0,18	4,12	3,91	4,33	17,05	343,89
P- B.1-2	-	115,60	104,04	-	0,87	6,95	-	6,96	20,84	104,70
P- B.1-3	89,62	113,78	102,40	0,79	0,34	4,56	3,97	4,59	21,92	327,84
Média	86,40	108,20	97,38	0,55	0,46	5,21	3,94	5,30	19,94	258,81
Desvio Padrão	4,55	11,28	10,15	0,48	0,36	1,53	0,04	1,45	2,56	133,70
Coef. de Variação	5,27%	10,42%	10,42%	86,95%	77,34%	29,31%	1,12%	27,37%	12,84%	51,66%

P_{Pico} : Força aplicada no primeiro pico;
 P_k : Força característica, representa 90% da força máxima (P_{max});
 P_{max} : Força máxima alcançada no ensaio;
 S_{Ppico}^1 : Escorregamento medido para a carga de pico;
 S_{Pmax}^1 : Escorregamento médio observado para força máxima no topo do perfil metálico;
 S_{Pmax}^0 : Escorregamento observado para força máxima na base do perfil metálico;
 S_{Pk} : Escorregamento médio no topo do perfil, para a força característica;

$P_{Residual}$: Força residual, força mínima medida na fase pós-pico;

P_{Pico} : Força aplicada no primeiro pico do ensaio;

k : Rigidez média da ligação até 70% da carga máxima.

Depois do ensaio, foi realizada a dissecação do provete com o objetivo de estudar o perfil metálico. Este procedimento foi replicado em todos os provetes da campanha experimental. Na Figura 5.15 observa-se o estado dos conectores após o ensaio e é visível um ligeiro empenamento em volta dos recortes, na zona superior dos mesmos.



Figura 5.15 Recortes nos provetes P- B.1 após o ensaio.

- **Provetes P- B.2**

O acréscimo de mais um nível de conectores, que aconteceu nos provetes do tipo P- B.2, teve bastante impacto no comportamento da conexão entre aço e betão durante o ensaio, tal como se ilustra na Figura 5.16. Comparando com os resultados obtidos nos provetes do tipo P- B.1, verifica-se que foi obtido um valor médio para a força máxima ligeiramente superior ao que tinha sido obtido nos provetes do tipo P- B.1. Contudo, o escorregamento medido no momento em que é aplicada a carga máxima foi significativamente inferior ao correspondente escorregamento medido nos provetes do tipo P- B.1, verificando-se assim um comportamento mais frágil neste tipo de disposição dos elementos de conexão.

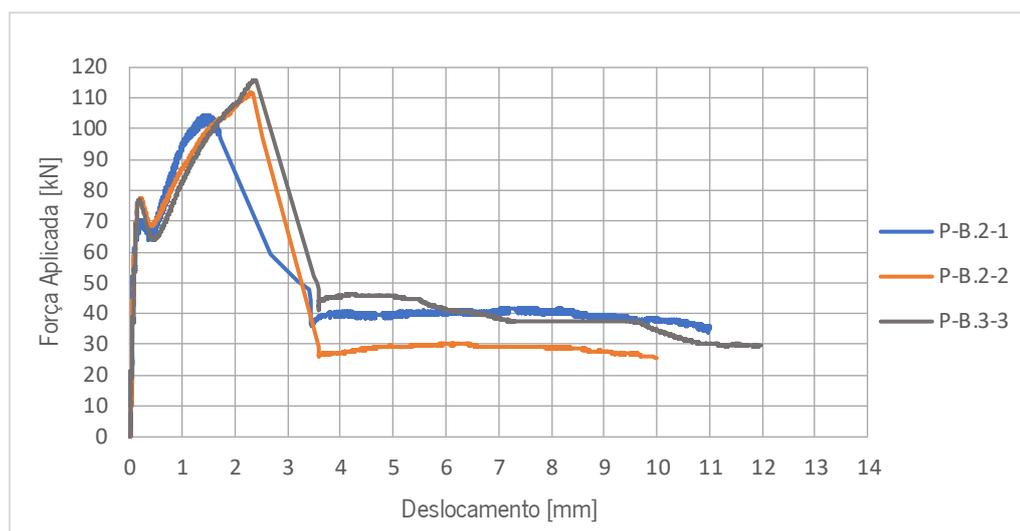


Figura 5.16 Gráfico de relação força e escorregamento dos ensaios P- B.2.

A falha da ligação da interface entre betão e aço ocorre, neste conjunto de provetes, para uma força máxima com valor médio igual 74,81 kN. Este valor é inferior àquele que foi obtido para os provetes do tipo P- B.1. Este decréscimo seria de esperar, uma vez que área de contacto aço-betão é menor nos provetes do tipo P-B.2 do que nos provetes do tipo P-B.1, devido às furações adicionais realizadas no perfil metálico.

Tabela 5.15 Força Máxima e respetivos deslocamentos para os provetes P-B.2.

Provete	P_{Pico} [kN]	P_{max} [kN]	P_k [kN]	P_{Pico}/P_{max}	S_{Pico}^1 [mm]	S_{Pmax}^1 [mm]	S_{Pmax}^0 [mm]	S_{Pk} [mm]	$P_{Residual}$ [kN]	k_t [kN/mm]
P- B.2-1	70,27	104,46	94,02	0,67	0,21	1,46	1,40	1,73	34,06	329,06
P- B.2-2	77,27	111,79	100,61	0,69	0,29	2,32	1,70	2,33	25,56	268,50
P- B.2-3	76,89	115,89	104,30	0,66	0,19	2,39	2,21	2,41	29,39	399,59
Média	74,81	110,71	99,64	0,68	0,23	2,05	1,77	2,16	29,67	332,38
Desvio Padrão	3,93	5,79	5,21	0,01	0,05	0,52	0,41	0,37	4,26	65,61
Coef. de Variação	5,26%	5,23%	5,23%	2,09%	21,66%	25,22%	23,00%	17,29%	14,35%	19,74%

P_{Pico} : Força aplicada no primeiro pico;

P_k : Força característica, representa 90% da força máxima (P_{max});

P_{max} : Força máxima alcançada no ensaio;

S_{Pico}^1 : Escorregamento medido para a carga de pico;

S_{Pmax}^1 : Escorregamento médio observado para força máxima no topo do perfil metálico;

S_{Pmax}^0 : Escorregamento observado para força máxima na base do perfil metálico;

S_{Pk} : Escorregamento médio no topo do perfil, para a força característica;

$P_{Residual}$: Força residual, força mínima medida na fase pós-pico;

P_{Pico} : Força aplicada no primeiro pico do ensaio;

k : Rigidez média da ligação até 70% da carga máxima.

Em comparação com os provetes P-L150, verificou-se uma perda da resistência ao corte na ligação igual a 18,03% e 29,03% para os provetes P-B.1 e P-B.2, respetivamente. Por sua vez, a perda de área de contacto na interface aço-betão é igual a 2,43% e 4,86%, para os provetes P-B.1 e P-B.2, respetivamente. Deste modo, verifica-se que a perda de resistência ao corte mobilizado pela interface entre o aço e o betão é proporcionalmente superior à redução da área de contacto. Para além da diferença entre o número de níveis de concretos, resta a posição dos conectores como factor diferenciador entre estes dois conjuntos (ver Figura 4.4). Os dados médios registados nos ensaios experimentais e as respectivas áreas de contacto encontram-se na Tabela 5.16. Analisando este conjunto de resultados conclui-se que a área de contacto entre os materiais não tem a mesma influência na resistência ao corte, ao longo do comprimento de embeбimento.

Tabela 5.16 Comparação de resultados obtidos nos provetes P-L150, P-B.1 e P-B.2.

Provete	A_{Contacto} [mm ²]	P_{Pico} [kN]	P_{max} [kN]	S_{Ppico}^1 [mm]	S_{Pmax}^1 [mm]	S_{Pmax}^0 [mm]
P-L150	74400	-	105,41	-	0,36	0,09
P- B.1	72590,44	86,40	108,20	0,46	5,21	3,94
P- B.2	70780,89	74,81	110,71	0,23	2,05	1,77

Analisando os conectores dos provetes P- B.2 após o ensaio, verifica-se que estes não apresentam sinais de grande deformação local (ver Figura 5.17 a)). Esta ocorrência sugere que estes elementos não foram mobilizados do mesmo modo que nos provetes P- B.1 possivelmente devido á rotura precoce do bloco de betão.

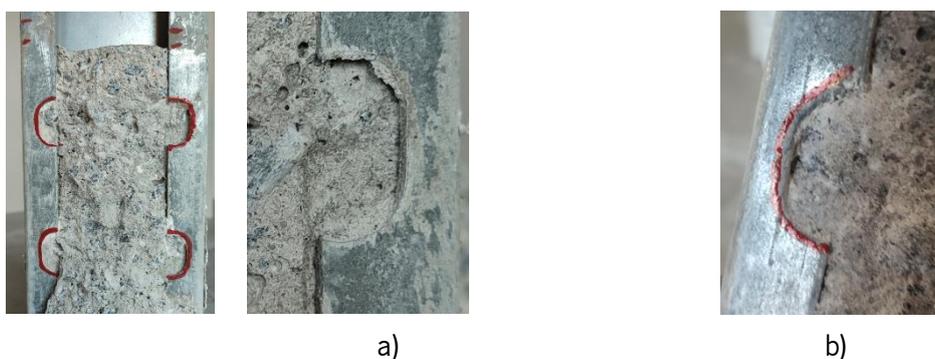


Figura 5.17 Condição dos conectores após ensaio: a) Provetes P- B.2; b) Provetes P- B.1.

• **Provetes P- C.1**

O sistema de conexão composto por corte e dobragem da aba, utilizado no conjunto de provete do tipo P- C.1, apresentou um desempenho interessante, tendo-se verificado que as forças máximas alcançadas no 1º pico de carga têm valor próximo às forças máximas medidas nos provetes do tipo P- L150. Tal como aconteceu com os provetes do tipo P- B, observa-se um primeiro pico de carga no gráfico que relaciona a força aplicada e o escorregamento na interface, ao qual se segue uma pequena perda de carga e prossegue com uma recuperação até valores de carga superiores aos que tinham sido medidos no primeiro pico (com exceção do provete P- C.1-3 que atingiu a sua força máxima no primeiro pico visível no gráfico, causando a fendilhação do bloco de betão). Salienta-se que os valores de carga registados no 1º pico dos provetes do tipo P- C.1 são superiores aos das forças atingidas no 1º pico dos ensaios do tipo P- B.1.

Os resultados obtidos para o conjunto formado pelos três provetes foram relativamente próximos entre si. Após a ocorrência do primeiro pico de carga, os provetes registam uma perda de carga seguida de um novo aumento até ao rompimento do bloco de betão. Este comportamento é similar ao que já tinha sido observado nos provetes do tipo P- B.1, embora a recuperação de carga seja mais rápida nos provetes do tipo P- B.1 do que nos provetes do tipo P- C.1.

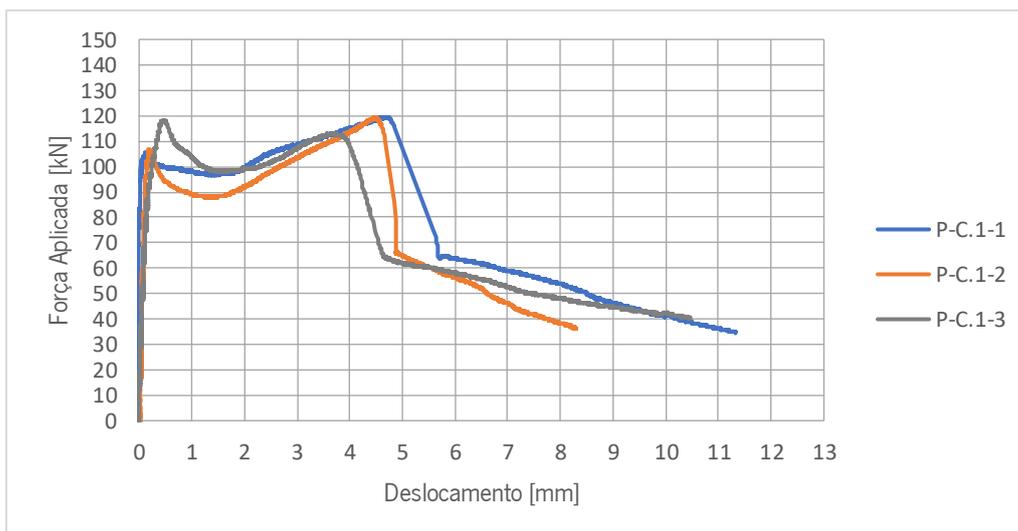


Figura 5.18 Gráfico que relaciona força e escorregamento nos ensaios P- C.1.

Como já foi mencionado, o primeiro pico de carga que está relacionado com a falha da interface aço-betão, que ocorreu neste conjunto de provetes para uma força média igual a 110,03 kN. Registou-se um ganho médio relativamente aos provetes P- L150 de 4% no valor da carga correspondente ao 1º pico. O sistema de conexão com base na furação do perfil metálico introduzido

nos provetes do tipo P- B implica uma perda de área de contacto entre o aço e o betão, mas no sistema de conexão de corte e dobragem presente nos provetes do tipo P- C não existe essa perda na área de contacto, havendo simplesmente uma alteração na sua configuração. Por esse motivo, os valores correspondentes ao primeiro pico de carga medidos nos provetes do tipo P- C.1 são próximos dos valores máximos medidos nos provetes P- L150.

Tabela 5.17 Força Máxima e respetivos deslocamentos para os provetes P- C.1.

Provete	P_{Pico} [kN]	P_{max} [kN]	P_k [kN]	$P_{\text{Pico}}/P_{\text{max}}$	S_{Ppico}^1 [mm]	S_{Pmax}^1 [mm]	S_{Pmax}^0 [mm]	S_{Pk} [mm]	P_{Residual} [kN]	k_t [kN/mm]
P- C.1-1	105,26	119,47	107,52	0,88	0,21	4,70	5,03	4,85	34,73	767,13
P- C.1-2	106,56	119,26	107,33	0,89	0,29	4,49	4,38	4,68	36,28	817,79
P- C.1-3	118,28	118,28	101,65	1,00	0,19	0,19	0,01	0,83	40,37	541,98
Média	110,03	119,00	105,50	0,92	0,23	3,22	3,14	3,45	37,13	708,97
Desvio Padrão	7,18	0,63	3,34	0,07	0,05	2,38	2,73	2,27	2,92	146,81
Coef. de Variação	6,52%	0,53%	3,17%	0,07	21,66%	73,94%	87,07%	65,82%	7,86%	20,71%

P_{Pico} : Força aplicada no primeiro pico;

P_k : Força característica, representa 90% da força máxima (P_{max});

P_{max} : Força máxima alcançada no ensaio;

S_{Ppico}^1 : Escorregamento medido para a carga de pico;

S_{Pmax}^1 : Escorregamento médio observado para força máxima no topo do perfil metálico;

S_{Pmax}^0 : Escorregamento observado para força máxima na base do perfil metálico;

S_{Pk} : Escorregamento médio no topo do perfil, para a força característica;

P_{Residual} : Força residual, força mínima medida na fase pós-pico;

P_{Pico} : Força aplicada no primeiro pico do ensaio;

k_t : Rigidez média da ligação até 70% da carga máxima.

Na Figura 5.19 é exibido o estado dos elementos de conexão após o ensaio. Estes demonstram uma deformação severa tendo ocorrido a sua deformação plástica, o que sugere que a sua capacidade resistente foi devidamente mobilizada. As deformações sofridas por ambas as dobras existentes em cada provete são idênticas, o que indica que o escorregamento ocorreu de modo vertical tendo havido uma contribuição similar das dobras existentes para a capacidade de carga global.



Figura 5.19 Condição dos conectores dos provetes P- C.1 após o ensaio.

- **Provetes P- C.2**

Os provetes com sistema de conexão de corte e dobragem em dois níveis foram os que atingiram o maior valor de força máxima durante os ensaios. Neste conjunto de provetes, foi alcançado um valor médio de força máxima igual a 130,52 kN, tendo sido registado um máximo absoluto igual a 145,49 kN no provete P- C.2-2. Nesta tipologia, o valor médio da força máxima medida representa um ganho de 24% relativamente à carga máxima medida nos provetes P-L150, o que corresponde a um acréscimo bastante substancial da força máxima na ligação.

Todos os provetes dos tipos B.1, B.2 C.1 e C.2 apresentaram fissurações significativas, tendo estas potenciado o rompimento do bloco de betão e eventualmente comprometido a eficiência dos sistemas de conexão implementados. As fendas geradas nos provetes P- C.2 durante os ensaios foram as que apresentaram maior abertura, na campanha experimental. Esta ocorrência reflete-se no valor médio da força residual medida na fase de pós-pico, que registou um valor mais baixo do que qualquer um dos restantes provetes ensaiados.

Os provetes P- C.2-1 e P- C.2-2 demonstraram um comportamento e resultados muito próximos entre si. O comportamento do provete P- C.2-3 demonstrou ser bastante diferente, já que não se observa uma recuperação da capacidade de carga, após ser atingido o primeiro pico. Tal deveu-se ao surgimento precoce de uma fenda entre as abas dos perfis metálicos, no momento em que a máxima força é aplicada e a partir desse momento regista-se uma perda gradual de carga até ao final do ensaio.

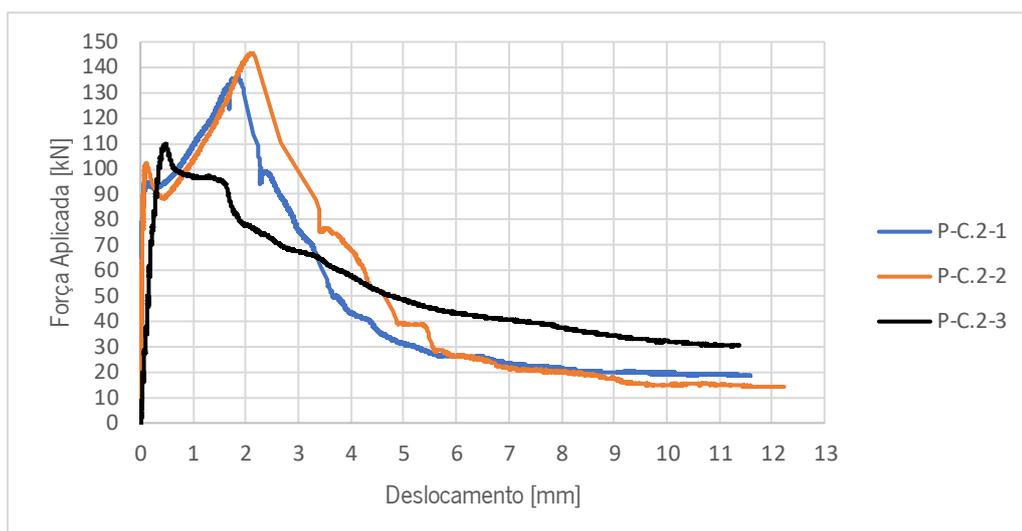


Figura 5.20 Gráfico que relaciona força e escorregamento nos ensaios P- C.2.

Tabela 5.18 Força Máxima e respetivos deslocamentos para os provetes P- C.2.

Provete	P_{Pico} [kN]	P_{max} [kN]	P_k [kN]	$P_{Pico}/P_{máx}$	S_{Ppico}^1 [mm]	S_{Pmax}^1 [mm]	S_{Pmax}^0 [mm]	S_{Pk} [mm]	$P_{Residual}$ [kN]	k_i [kN/mm]
P- C.2-1	94,82	135,97	122,38	0,70	0,20	1,82	2,04	1,97	21,10	472,48
P- C.2-2	102,30	145,49	130,94	0,70	0,16	2,14	1,99	2,20	18,56	740,84
P- C.2-3	110,08	110,08	99,07	1,00	0,67	0,67	-	1,01	36,58	230,02
Média	102,40	130,52	117,46	0,80	0,34	1,54	2,02	1,73	25,41	481,12
Desvio Padrão	7,63	18,32	16,49	0,17	0,28	0,77	0,04	0,63	9,76	255,52
Coef. de Variação	7,45%	14,04%	14,04%	21,63%	82,73%	50,19%	2,02%	36,42%	38,39%	53,11%

P_{Pico} : Força aplicada no primeiro pico;

P_k : Força característica, representa 90% da força máxima (P_{max});

P_{max} : Força máxima alcançada no ensaio;

S_{Ppico}^1 : Escorregamento medido para a carga de pico;

S_{Pmax}^1 : Escorregamento médio observado para força máxima no topo do perfil metálico;

S_{Pmax}^0 : Escorregamento observado para força máxima na base do perfil metálico;

S_{Pk} : Escorregamento médio no topo do perfil, para a força característica;

$P_{Residual}$: Força residual, força mínima medida na fase pós-pico;

P_{Pico} : Força aplicada no primeiro pico do ensaio;

k_i : Rigidez média da ligação até 70% da carga máxima.c

Na Figura 5.21 mostra-se a condição em que se encontram os elementos de conexão nos provetes do tipo P-C.2, após a realização do ensaio. De modo semelhante ao que foi observado no conjunto de provetes do tipo P-C.1, verifica-se que os elementos de conexão se encontram bastante

deformados, tendo ocorrido a sua deformação plástica. Esta deformação sugere que houve uma importante mobilização da sua capacidade resistente.

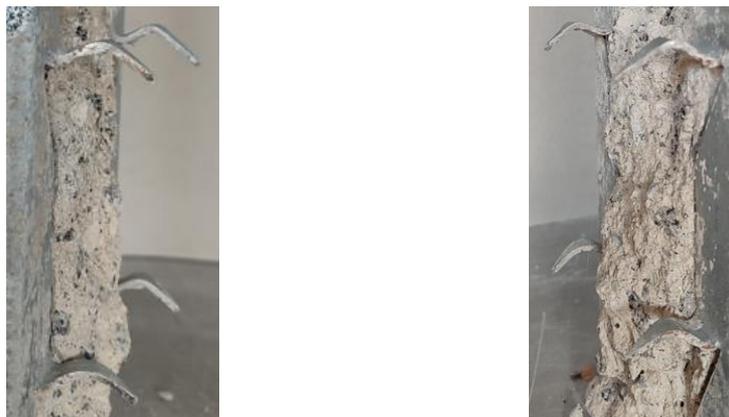


Figura 5.21 Condição dos conectores dos provetes P- C.2 após o ensaio.

5.3.3 Comparação de resultados

Nesta secção, propõe-se uma análise comparativa dos dados obtidos nos ensaios de cada conjunto de provetes. Os ensaios realizados nos provetes do tipo P- L demonstraram que os provetes contendo maior comprimento de embebimento obtiveram forças máximas mais elevadas. No entanto, a resistência ao corte da conexão entre os materiais não é proporcional ao comprimento de embebimento. Assumindo uma tensão tangencial uniforme em toda a superfície de contacto, no momento em que é aplicado o valor médio da força máxima medida em cada embebimento, (τ_{Max}), verifica-se que esta tensão é maior para os provetes P- L100, tal como se mostra na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 Tensão de corte máxima obtida para os provetes tipo P- L.

Proвете	τ_{Max} [MPa]
P- L100	1,71
P- L125	1,63
P- L150	1,42

Os ensaios realizados com os dois sistemas de conexão propostos e avaliados nesta campanha experimental mostraram que os sistemas de conexão permitem aumentar a capacidade de carga e, principalmente, a capacidade de deformação da ligação, permitindo obter comportamentos mais dúcteis. O sistema baseado na furação do perfil metálico em forma de semicírculo demonstrou ter o comportamento mais dúctil, tendo o provete P- B.1-2 registado um deslizamento característico (S_{PK}) superior a 6,0 mm e nos restantes, valores de escorregamento superiores a 4 mm.

Para ambos os sistemas de conexão, verificou-se uma queda na ordem dos 50% no valor do escorregamento correspondente à força máxima, nos provetes que contêm dois níveis de conectores, por comparação com os provetes que contêm apenas um.

O sistema de corte e dobragem foi o que permitiu adicionar maior capacidade resistente. Comparativamente aos provetes P- L150, foi obtido um ganho na capacidade resistente de 13% e 24% para os provetes P- C.1 e P- C.2 respetivamente. Os provetes P- B.1 e P- B.2 registaram um ganho inferior na capacidade resistente relativamente aos provetes P- L150, de apenas 3% e 5% respetivamente.

Os provetes P-L125 foi o conjunto que obteve o maior valor para o parâmetro da rigidez (k), no entanto importa relembrar que a rigidez determinada para os provetes P- L150 se encontra um pouco desfasada da realidade devido á utilização da borracha no ensaio do provete P- L150-1 (ver Figura 5.9). Apesar de tudo verifica-se que os provetes do tipo P-L150 e P-L125, sem sistemas de conexão, foram os que obtiveram uma rigidez mais elevada. Os sistemas de conexão baseados em recortes executados no perfil metálico, aqui estudados, conferem menor rigidez á ligação entre os materiais. Os provetes P- B.1 e P- B.2 registaram uma redução na rigidez relativamente aos provetes P- L150 igual a 79% e 72% respetivamente. Os provetes P- C.1 e P- C.2 obtiveram uma redução na rigidez de ligação comparativamente aos provetes P- L150 de 42% e 60% respetivamente. Os conectores presentes nos provetes do tipo P- C foram os que obtiveram a rigidez mais elevada.

6.1 Considerações Finais

O presente trabalho teve como objetivo estudar o desempenho de dois sistemas de conexão submetidos a esforços de corte direto para aplicação numa solução mista de pavimentos com características inovadoras. Para tal, foi desenhado um modelo de provete de tipo *push-out* tendo em conta as particularidades da ligação entre o aço e o betão do sistema de viga mista. Visto que o modelo de provete projetado possuía características diferentes relativamente à configuração *standard* definida no Eurocódigo 4, houve a necessidade de comprovar a sua efetividade para o ensaio experimental através de uma análise numérica. Esta foi realizada com recurso ao *software* Atena 3D que se baseia no Método dos Elementos Finitos.

Para esta análise preliminar foram criados modelos numéricos de todos os provetes planeados para a campanha experimental, com objetivo de assegurar que a fendilhação ocorrida nos provetes não provocasse roturas prematuras nos ensaios experimentais. Os parâmetros da interface entre os materiais do modelo numérico foram configurados utilizando os resultados experimentais de Bai *et al.* (2020), tendo sido os valores para os respetivos parâmetros iguais em todos os modelos inicialmente criados. Posteriormente foi realizada uma análise de sensibilidade.

Os resultados e comportamentos obtidos pelas análises numéricas realizadas sobre os modelos dos provetes do tipo P-L demonstraram relativa proximidade comparativamente com os respetivos ensaios experimentais de cada conjunto de provetes. Nomeadamente, para o conjunto P-L150 o valor da força máxima obtida pelo respetivo modelo numérico (ver Tabela 3.2) é bastante próximo daquele que foi observado experimentalmente (ver Tabela 5.10). Veja-se ainda que o valor de tensão de corte máxima (ver Tabela 5.19) obtida para o conjunto de provetes P-L150 foi muito próxima do valor adotado para configurar a interface (ver Tabela 3.1). Estas evidências suportam as seguintes considerações:

- A utilização dos resultados experimentais de Bai *et al.* (2020) para configurar a interface dos modelos numéricos foi adequada uma vez que se aproximam dos dados experimentais aqui registados;

- O modelo numérico criado foi adequado, uma vez que foram obtidos resultados muito próximos relativamente aos dados aqui obtidos experimentalmente.

Através desta análise preliminar foi considerado que a fendilhação não seria condicionante no desenvolvimento do ensaio experimental dos provetes do tipo P-L. Na análise numérica, os resultados e comportamentos obtidos nos modelos que continham sistemas de conexão foram muito próximos aos modelos numéricos P-L, tendo se registado nestes modelos capacidades resistentes ligeiramente inferiores às que foram registadas no modelo P-L150, contrariamente ao que seria de esperar.

Com base nos resultados numéricos obtidos, foram desenvolvidos diferentes conjuntos de provetes do tipo *push-out* que fizeram parte desta campanha experimental. Entre provetes com diferente comprimentos de embebimento e provetes contendo sistemas de conexão distintos foram construídos 7 conjuntos de provetes que se distinguem entre si. Da campanha realizada é possível destacar os seguintes aspetos:

- Para todos os provetes observou-se fenómenos de instabilidade distorcional do perfil metálico, tendo ocorrido de modo mais acentuado para os perfis de maior comprimento;
- Após a realização do ensaio experimental foi realizada a análise do estado dos sistemas de conexão. Para os conectores de corte e dobragem do perfil metálico presentes nos provetes P-C.1 e P-C.2 foi verificado que atingiram o estado de plastificação sugerindo que houve uma efetiva mobilização destes (ver Figura 5.19 e Figura 5.20). Os elementos de conexão dos provetes P-B.1 demonstraram uma ligeira deformação à volta do bordo recortado (ver Figura 5.15). Contudo, os elementos de conexão presentes nos provetes P-B.2 não exibiam nenhuma deformação (ver Figura 5.17), sendo notória a existência de uma ligeira diferença relativamente aos provetes P-B.1 sugerindo que não houve o mesmo tipo de mobilização dos conectores nos diferentes conjuntos de provetes durante os ensaios;
- Para os elementos tipo P-L verificou-se que para os provetes com comprimento de embebimento maior foram obtidas forças máximas maiores. Contudo, verificou-se que os provetes com menor comprimento de embebimento obtiveram tensões de corte máximas na área de interface entre os materiais maiores comparativamente superiores aos de maior embebimento (ver Tabela 5.19);
- Verificou-se uma contribuição positiva dos dois sistemas de conexão implementados nos perfis metálicos, tendo sido observada uma contribuição significativa na ductilidade e capacidade resistente a esforços de corte do sistema de ligação entre os materiais;

- O sistema de conexão baseado na furação em forma de semicírculo demonstrou ser o sistema com maior ductilidade. O conjunto de provetes P-B.1 foi o que obteve maior ductilidade, tendo-se verificado um deslizamento característico ($S_{p,k}$) médio entre o conjunto de provetes igual a 5,30 mm, tendo o provete P-B.1-2 obtido um deslizamento superior a 6,0 mm;
- Para ambos os sistemas de conexão, verificou-se que nos provetes que contêm dois níveis de conectores, se verifica uma queda na ordem dos 50% no escorregamento ocorrido aquando da força máxima, por comparação com os provetes que continham apenas um nível de conectores. A adição de mais um nível de conectores provocou um aumento significativo na rigidez da ligação entre os diferentes materiais;
- O sistema de corte e dobragem do perfil metálico mostrou ser aquele que mais contribuiu para a capacidade resistente de corte na ligação entre os materiais. Comparando a força máxima registada pelo conjunto de provetes P-L150 foi registado um ganho de 13% e 24% para os provetes P-C.1 e P-C.2, respetivamente. Ao passo que os provetes P-B.1 e P-B.2 obtiveram um ganho na capacidade resistente comparativamente aos provetes P-L150 de 3% e 5%, respetivamente;
- Os provetes contendo sistemas de conexão registaram uma rigidez bastante inferior relativamente aos provetes do tipo P-L. Comparativamente com os provetes do tipo P-L150 verificou-se uma redução de 79% e 72% nos provetes P-B.1 e P-B.2 respetivamente, para os provetes P-C.1 e P-C.2 observou-se uma redução de 42% e 60% na rigidez da ligação respetivamente. O sistema de conexão de corte a dobragem presente nos provetes do tipo P-C foi o sistema que obteve maior rigidez.

6.2 Desenvolvimentos futuros

No presente trabalho ficou comprovado que os sistemas de conexão propostos têm o potencial para aumentar a capacidade resistente ao corte, bem como aumentar a ductilidade da ligação entre o aço e o betão. Contudo, considera-se que seria relevante expandir os assuntos aqui tratados, de forma a ser possível abordar os aspetos que se descrevem a seguir:

- Realizar a calibração dos modelos numéricos aqui criados com objetivo de desenvolver um estudo paramétrico da geometria dos provetes *push-out* que avaliasse o efeito do espaçamento entre os conectores de maneira a desenvolver uma solução otimizada;

- Realizar ensaios á flexão no sistema de vigas mistas proposto. Seriam construídas vigas contendo sistemas de conexão e vigas sem sistemas de conexão. Na construção destas seriam utilizados perfis metálicos de dimensão igual aos perfis utilizados nos provetes *push-out* e o espaçamento entre os conectores seria naturalmente igual.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aitcin, P., Mindess, S. (2011). Sustainability of Concrete. Modern Concrete Technology Series. Spon Press, 1ª edição. Abingdon Oxon.
- Alexander, M., & Mindess, S. (2010). Aggregates in Concrete. Taylor & Francis 1ª edição. Abingdon Oxon.
- Almeida, N. Faria, P. (2008). TOPICO 4 – Património Histórico, Soluções construtivas para pavimentos e coberturas em edifícios antigos, 4º CINPAR – Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação, IV, pp 25 – 28.
- Andrade, S. A. L., Vellasco, P. C. G., Silva, J. G. S., Takey, T. H., (2004). *Standardized composite slab system for building construction*. Journal of Constructional Steel Research, 60, 493-524.
- Bai, G., Ma, J., Biao, I., Chen, X. (2020). *Study on the interfacial bond slip constitutive relation of I-section steel and fully recycled aggregate concrete*. Construction and Building Materials, 238, article: 117688.
- Baptista, A. (2014). *Verificação de segurança de perfis de aço enformado a frio com secção em C*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, junho 2014.
- Breda, R. A. S. (2013). *Otimização de estruturas modulares em aço enformado a frio*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Coimbra.
- Calado, L., Santos, J. (2010) *Estruturas Mistas de Aço e Betão*. Lisboa: IST Press.
- Červenka, V., Jendele, L, Červenka, J. (2013). *ATENA Program Documentation - Part 1: Theory*. Červenka Consulting s.r.o. Prague, Czech Republic.
- Costa, R. J. (2013). *Modelação de ligações viga-pilar na análise de estruturas porticadas planas de betão armado*. Obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal.
- David, D. L. (2007). *Análise teórica e experimental de conectores de Cisalhamento e Vigas Mistas Constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.
- Davison, B. Owens, G. W. (2012). *Steel Designers' Manual*. VII. Inglaterra: John Wiley & Sons.
- Diogenes, H. J. F. (2013). *Análise Numérica e Experimental de Ligações por Aderência Aço-Concreto Aplicada em Estruturas Mistas*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

- Dong, H., Zhao, Y., Cao, W., Chen, X., Zhang, J. (2021). *Interfacial bond-slip behavior between reinforced high-strength concrete and built-in steel plate with studs*. Engineering Structures, 226, 111317.
- Ferraz, H. (2005). O Aço na Construção Civil. *Revista Eletrônica de Ciências*, São Carlos.
- Figueiredo, J.P.M. (2012). *Conectores Perfobond submetidos a carregamento monotónico e cíclico*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Gaspar, A. P. (2013) *Construção de Edifícios de Habitação em Light Steel Framing - Alternativa Viável à Construção Tradicional*. Dissertação de Mestrado, Universidade Lusófona do Porto Faculdade de Comunicação, Arquitetura, Artes e Tecnologias da Informação, Porto, Portugal.
- Gervásio, H. (2008). *A Sustentabilidade do Aço e das Estruturas Metálicas*. Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, São Paulo, setembro de 2008.
- Gherzi, A.; Landolfo, R. & Mazzolani, F. (2002). *Design of metallic cold-formed*. Thinwalled Members. London and New York: Spon Press Taylor & Francis Group.
- Hanaor, A. (2000). *Tests of composite beams with cold-formed sections*. Journal of Constructional Steel Research, 54, pp.245-264.
- Henriques, J., Silva, L. S., Valente, I. B. (2009). *Ligações aço-betão: modelação numérica de componentes envolvendo betão*. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista (CMM), VII, pp.501-510.
- Hong, J., Shen, G. Q., Peng, Y., Feng, Y., Mao, C., (2016). *Uncertainty analysis for measuring greenhouse gas emission in the building construction phase: a case study in China*. Journal of Cleaner Production, 129, 183-195.
- Hosseinpour, M., Zeynalian, M., Ataei, A., Daei., M. (2021). *Push-out test on bolted shear connectors in composite cold-formed steel*. Thin-Walled Structures, 164, 107831.
- Hsu, C.-T. T., Punurai, S., Punuri, W., & Majdi, Y. (2014). *New Composite Beams having Coldformed Steel Joists and Concrete Slab*. Engineering Structures, 71, 187-200.
- IEA, 2015. Energy Technology Perspectives 2015. International Energy Agency, Paris.
- IEA, 2007. World Energy Outlook 2007: China and India Insights. Organisation for Economic Co-operation and Development.
- Irwan, J. M., Hanizah, A.H., Azmi, I. (2009). *Test of shear transfer enhancement in symmetric coldformed steel-concrete composite beams*. Journal of Constructional Steel Research, 65, pp.2087-2098.

- Irwan, J.M., Hanizah, A.H., Azmi, I., Koh, H.B. (2011). *Large-scale test of symmetric cold-formed steel (CFS)-concrete composite beams with BTTST enhancement*. Journal of Constructional Steel Research, 67, pp.720-726.
- Kang, G. S., & Kren, A. (2007). *Structural Engineering Strategies Towards Sustainable Design*. SEAONC Sustainable Design Committee San Francisco, CA.
- Laim, L. Rodrigues, J. P. C. (2011). *Análise Numérica do Comportamento Estrutural de Vigas em Aço Enformado a Frio*. Congresso de Construção Metálica Mista, VIII, Guimarães.
- Lakkavalli, B. S., Liu, Y. (2006). *Experimental study of composite cold-formed steel C-section floor joist*. Journal of Constructional Steel Research, 62, 995-1006.
- Lawson, M. R., Taufiq, H. (2019). *Partial shear connection in light steel composite beams*. Journal of Constructional Steel Research, 154, pp.55-66.
- Lee, S. H. (1989). *Rudimentary Considerations for effective line search method in nonlinear finite element analysis*, Computers & Structures, Vol. 32, N° 6, pp. 1287-1301.
- Lourenço, P. B. (1999). *Métodos computacionais na mecânica dos sólidos não-linear*. Relatório 99-DEC/E-1, Universidade do Minho, Guimarães.
- Martins, V. D. C. (2012). *Análise do comportamento de perfis metálicos enformados a frio com secção transversal em C e aberturas na alma*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho.
- Mateus, R. F. M. S. (2009). *Avaliação da Sustentabilidade da Construção: Propostas para o Desenvolvimento de Edifícios Mais Sustentáveis*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade do Minho.
- Moreira, H. (2012). *Utilização De Perfis Enformados a Frio em Obras de Reabilitação*. Dissertação de Mestrado, Técnico Lisboa, Lisboa, Portugal.
- NP EN 1994-1-1. (2011). *Norma portuguesa – Eurocodigo 4 – Projecto de estruturas mistas de aço-betão*. Setúbal: Instituto Português da Qualidade.
- Papastergiou, D., & Lebet, J.P. (2014). *Experimental investigation and modelling of the structural behaviour of confined grouted interfaces for a new steel-concrete connection*. Engineering Structures. 74, 180-192.
- Pelke, E., Kurrer, K. E. (2015). *On the evolution of steel-concrete composite construction*. 5th International Congress on Construction History, Chicago, 7 junho de 2015.
- Silvestre, N. & Camotim, D. (2006). *Análise e dimensionamento de estruturas de aço enformadas a frio*. Apontamentos de apoio à disciplina: *Análise e Dimensionamento de Elementos Estruturais*

de Aço Enformadas a Frio, Instituto Superior Técnico, 1ºCurso de Mestrado em Construção Metálica e Mista.

- Thomann, M., & Lebet, J.P. (2006). *The modelling of embossed steel-to-cement paste confined interface loaded in shear*. Science Direct. Journal of Constructional Steel Research.63, 639-646.
- Torgal, F. P., & Jalali, S. (2010). *A Sustentabilidade dos Materiais de Construção*. TecMinho.
- Valente, I. B. (2007). *Estudo Experimental de Sistemas de Conexão para Pontes Mistas de Aço e Betão Leve*. Obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal.
- Valente, I. B. (2016). *Comportamento experimental de diferentes tipos de conectores metálicos*. Revista Metálica (editada pela Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista), N° 42, pp 06-14.
- Valente, I. B. (2018). *Apontamentos Teóricos e Práticos de Estruturas Metálicas: 2 Aço em Elementos Estruturais*. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil.
- Valente, I. B. (2019). *Novos Sistemas de Conexão para Pavimentos Mistos em Aço e Betão que utilizam Perfis Metálicos Enformados a Frio*. Construção Magazine – Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil. N° 91. Pp 44-45, ISSN 1645-1767.
- Verissimo G. S. (2007). *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*. Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil.
- Verissimo, H. (2008). *Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Enformados a frio de acordo com o Eurocódigo 3*. Tese de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa.
- Wehbe, N., Bahmani, P., Wehbe A. (2013). *Behavior of Concrete/Cold Formed Steel Composite Beams: Experimental Development of a Novel Structural System*. International Journal of Concrete Structures and Materials Vol.7, No.1, pp.51–59.
- Yu, W., LaBoube, R., A. (2010). *Cold-formed steel design*. John Wiley & Sons, 4ª edição, Hoboken, New Jersey.