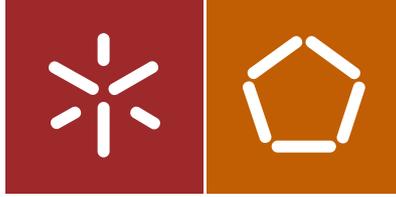




Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Véronique da Silva Ramos da Torre

Avaliação experimental da utilização
de conectores indentados em
elementos mistos de aço e betão leve



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Véronique da Silva Ramos da Torre

Avaliação experimental da utilização
de conectores indentados em
elementos mistos de aço e betão leve

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação da
Professora Doutora Maria Isabel Brito Valente

AGRADECIMENTOS

A elaboração deste projeto apenas foi possível com o apoio e colaboração de vários intervenientes.

Como forma de agradecimento e demonstração de carinho, dedico a todos este espaço.

A minha orientadora Professora Doutora Isabel Valente, expresso o meu profundo agradecimento por todo o tempo despendido, pelo incentivo ao trabalho, pela sua preocupação bem como pelo seu conhecimento.

Aos técnicos do laboratório de Engenharia Civil, nomeadamente os de estruturas e construções pela sua disponibilidade e simpatia, pelo acompanhamento no trabalho, um muito obrigado.

Aos meus estimados colegas do curso, Marta Rodrigues, Susana Macedo, David Branco, Paula Neto, Inês Alves, Nuno Azevedo e Mário Cunha, gostava de expressar a minha amizade e sincero agradecimento, em todos os bons e alturas de desespero, pois nunca deixaram de mostrar o seu apoio.

Aos meus pais, por tornarem tudo isto possível, por nunca deixarem que faltasse nada, e pelo seu apoio e amor incondicional, um grande abraço com muito amor.

Ao meu querido irmão e querida irmã, muito obrigado pela amizade e incentivo.

A toda a minha família, por estarem sempre lá quando foi preciso, um carinho especial.

Ao meu companheiro, Armando Manuel Clemente da Torre, por todos os sermões dados com carinho e paixão, para que este trabalho se realizasse. Obrigado por todo o apoio e compreensão.

A todos aqueles, a quem não me referi diretamente, mas que contribuíram de alguma forma para a coragem e animo durante a elaboração deste projeto, o meu muito obrigado.

Para finalizar, quero agradecer á Saint-Gobain Weber Portugal o gentil fornecimento da argila expandida do tipo LECA HD e LECA M.

RESUMO

Este trabalho procura avaliar o comportamento de conectores do tipo Crestbond quando inseridos em lajes maciças de betão leve. O conector Crestbond possui saliências e reentrâncias trapezoidais que proporcionam resistência ao corte longitudinal e previnem a separação transversal entre o perfil metálico e a laje de betão (efeito *uplift*).

O estudo realizado é de índole essencialmente experimental. Para tal, são realizados ensaios de tipo *push-out*, conforme os procedimentos descritos na norma (NP EN 1994-1-1) e a montagem já utilizada em ensaios anteriormente realizados na Universidade do Minho. Apresenta-se e discutem-se os resultados obtidos nos ensaios realizados.

Neste projeto utilizam-se dois tipos de betão. A composição dos betões difere essencialmente no tipo de argila expandida utilizada, tendo-se escolhido a Leca M e a Leca HD. Como resultado, obteve-se um betão leve com f_{cm} aproximadamente igual a 15 MPa e um outro betão leve com f_{cm} de aproximadamente 30 MPa.

No total, foram ensaiados 6 provetes, 4 deles com um betão de resistência à compressão $f_{cm} = 30$ MPa onde se utilizou argila expandida do tipo Leca HD e armaduras com diâmetros de 6 e de 10 mm. Os restantes 2 provetes foram realizados com um betão leve de resistência à compressão $f_{cm} = 15$ MPa, onde se utilizou uma mistura de argila expandida dos tipos Leca M e Leca HD e armadura com diâmetro de 6 e de 10 mm.

Nos ensaios realizados, avalia-se o comportamento da conexão, a sua capacidade de carga, a sua ductilidade e os modos de rutura associados.

Os resultados obtidos são comparados com outros resultados obtidos anteriormente com betão de massa volúmica normal.

Palavras-chave: Estruturas mistas em aço e betão leve, conector Crestbond, ensaios de tipo *push-out*, viga mista, betão leve.

ABSTRACT

This study evaluates the behavior of the Crestbond connector when inserted into lightweight concrete (LWC) solid slabs. The Crestbond connector presents a trapezoidal indented shape that provides resistance to slip and prevents the uplift effect between the steel profile and the concrete slab.

The work conducted is essentially experimental. Push-out tests are carried out according to the procedures described in the standard NP EN 1994-1-1 and the setup already used in tests previously carried out at the University of Minho. The results obtained in the tests are presented and discussed.

The specimens tested are fabricated with two types of lightweight concrete. The concrete mixtures differ essentially on the type of expanded clay used, having been chosen the Leca M and Leca HD. As a result, there was obtained a lightweight concrete with compressive strength f_{cm} approximately equal to 15 MPa (Type 1) and another lightweight concrete with compressive strength f_{cm} of about 30 MPa (Type 2).

A total of 6 samples were tested, two of them with LWC of Type 1 ($f_{cm} = 15$ MPa) in which a mixture of expanded clay of types Leca HD and Leca M was used and reinforcement bars with diameters of 6 and 10 mm. The other four specimens were fabricated with LWC of Type 2 ($f_{cm} = 30$ MPa), produced with expanded clay of type Leca HD and reinforcement bars with a diameters of 6 and 10 mm.

The push-out tests were performed in order to evaluate the connection behavior, its load carrying capacity, the ductility and the associated failure modes.

The results obtained in the tests are compared with other results previously obtained in push-out tests performed in specimens with normal density concrete.

Keywords: Steel and lightweight concrete composite structures, Crestbond connector, push-out tests, composite beam, lightweight concrete.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABELAS	xiii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura do trabalho realizado	2
2 ESTADO DO CONHECIMENTO.....	5
2.1 Estruturas mistas	5
2.2 Materiais	7
2.2.1 Betão normal.....	7
2.2.2 Betão leve	8
2.2.3 Conectores	10
2.2.4 Conector Perno de cabeça.....	12
2.2.5 Conector T	13
2.2.6 Conector Perfobond	14
2.2.7 Conector Crestbond (CR)	18
2.3 Ensaio de tipo <i>Push-out</i>	22
2.3.1 Procedimento do ensaio	23
2.3.2 Equipamento do ensaio	24
2.3.3 Montagem	25
2.3.4 Análise de resultados	25

3	DESENVOLVIMENTO DO BETÃO LEVE	29
3.1	Estudo da composição	29
3.1.1	Betão leve de <i>Tipo 1</i> : $f_{cm} = 15$ MPa – composição inicial	30
3.1.2	Análise granulométrica	31
3.1.3	Betão leve de <i>Tipo 1</i> : $f_{cm} = 15$ MPa – composições melhoradas	33
3.1.4	Betão leve de <i>Tipo 2</i> : $f_{cm} = 30$ MPa	37
3.2	Resistência à compressão e Módulo de elasticidade.....	39
4	PRODUÇÃO DOS PROVETES DE TIPO <i>PUSH-OUT</i>	45
4.1	Configuração do conector	45
4.2	Preparação das armaduras.....	46
4.3	Preparação dos provetes – cofragem	48
4.4	Betonagem e descofragem	50
5	ENSAIOS DE TIPO <i>PUSH-OUT</i>	57
5.1	Introdução	57
5.2	Equipamento de ensaio	58
5.3	Preparação do ensaio	58
5.4	Procedimentos de ensaio.....	60
5.5	Evolução da fendilhação e modos de rotura	61
5.5.1	Provetes com betão leve de <i>Tipo 1</i> : $f_c = 15$ MPa	61
5.5.2	Provetes com betão leve de <i>Tipo 2</i> : $f_c = 30$ MPa	66
5.6	Resultados obtidos	76
5.6.1	Provetes de betão leve de <i>Tipo 1</i> : $f_c = 15$ MPa	76
5.6.2	Provetes de betão leve de <i>Tipo 2</i> : $f_{cm} = 30$ MPa	79
5.7	Comparação com os resultados obtidos por Veríssimo	88
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	93
6.1	Conclusões	93

6.2	Desenvolvimentos Futuros	96
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97
	ANEXOS	103
	Anexo I – Teste da composição 1 do betão de tipo 1	103
	Anexo II – Teste da composição 2 do betão de tipo 1	107
	Anexo III - Teste da composição 3 do betão de tipo 1	111
	Anexo IV - Teste da composição 1 do betão de tipo 2.....	115
	Anexo V - Teste da composição 2 do betão de tipo 2	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Sistema de piso misto típico utilizado em edifícios (Metform, 1997).....	6
Figura 2.2 – Edifício Southwestern Bell Telephone Building, na cidade do Kansas.....	9
Figura 2.3 - Relação força-deslocamento de um conector (David, 2007).....	11
Figura 2.4- Tipo de conectores de corte (Malite, 1990)	11
Figura 2.5 - Tipos de conectores (Cruz, et al, 2006)	12
Figura 2.7 - Exemplo de um conector T	14
Figura 2.8 - Conector <i>Perfobond</i> sendo soldado á mesa de uma viga (Ogueijofor, 1994)	15
Figura 2.9 - Conector tipo <i>Perfobond</i>	15
Figura 2.10 - Corte dos pinos virtuais, em dois planos de corte, nos furos do <i>Perfobond</i> (Veríssimo, 2007)	16
Figura 2.11 - Relação força - escorregamento para o <i>Perfobond</i> e para o perno de cabeça Ogueijofor (1994) e Veldanda (1991)	17
Figura 2.12 - Conector <i>Crestbond</i> : (a) contínuo; (b) descontínuo.....	19
Figura 2.13 – Conector <i>Crestbond</i>	19
Figura 2.14 - Provedor standard para o ensaio de tipo <i>push-out</i> (NP EN 1994-1-1).....	23
Figura 2.15 - Equipamento disponível para o ensaio de tipo <i>Push-out</i>	25
Figura 2.16 - Determinação da capacidade de escorregamento δ_u num ensaio do tipo <i>Push Out</i> (NP EN 1994-1-1)	27
Figura 3.1 – Molde utilizado nas betonagens experimentais.....	30
Figura 3.2 - Peneiros utilizados para a peneiração dos agregados	32
Figura 3.3 – Curvas granulométricas.....	33
Figura 3.4 - Cubos de betão leve experimental com Leca M	34
Figura 3.5 - Cubos de betão leve experimental constituído por Leca M e Leca HD	37
Figura 3.6 - Cubos de betão leve com Leca HD.....	38
Figura 3.7 - Cilindros utilizados para a determinação das características do betão leve	40

Figura 3.8 - Configuração do ensaio para a determinação do módulo de elasticidade ..	40
Figura 3.9 - Montagem do ensaio para a determinação do módulo de elasticidade.....	41
Figura 3.10 - Ciclos de carga e descarga	41
Figura 3.11 - Montagem e decorrer do ensaio para determinação da resistência à compressão	42
Figura 4.1 - Conector <i>Crestbond</i> , modelo CR50b-R12.....	45
Figura 4.2 - Representação esquemática do provete e das armaduras (Veríssimo, 2007)	46
Figura 4.3 - Configuração do provete e das armaduras.....	47
Figura 4.4 - Montagem das armaduras	48
Figura 4.5 - Cofragens	49
Figura 4.6 – Realização da amassadura do betão leve de <i>Tipo 2: $f_{cm} = 30$ MPa</i>	51
Figura 4.7 – Provete e cilindros betonados	52
Figura 4.8 - Provetes descofrados.....	53
Figura 4.9 - Cilindros descofrados	53
Figura 4.10 – Realização da amassadura do betão leve de <i>Tipo 1: $f_{cm} = 15$ MPa</i>	54
Figura 4.11 - Provete e cilindros betonados	55
Figura 5.1 - Pórtico utilizado para o ensaio do tipo <i>Push-out</i>	57
Figura 5.2 - Estrutura de reação e instrumentação para o ensaio de tipo <i>push-out</i>	59
Figura 5.3 - Configuração de ensaio utilizada em todos os provetes	60
Figura 5.4 - Esquema do carregamento do ensaio do tipo <i>push-out</i>	60
Figura 5.5 – Esquema do provete de identificação das faces	62
Figura 5.6 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL15_D6_1	63
Figura 5.7 - Aspeto final do provete PO_BL15_D6_1, após realização de ensaio	64
Figura 5.8 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL15_D10_1	65
Figura 5.9 – Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL30_D6_1	67
Figura 5.10 - Aspeto final do provete PO_BL30_D6_1, após realização de ensaio	68

Figura 5.11 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL30_D6_2.....	69
Figura 5.12 - Aspeto final do provete PO_BL30_D6_2, após realização de ensaio	70
Figura 5.13 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL30_D10_1	71
Figura 5.14 - Aspeto final do provete PO_BL30_D10_1, após realização de ensaio	73
Figura 5.15 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL30_D10_2.....	74
Figura 5.16 - Aspeto final do provete PO_BL30_D10_2, após realização de ensaio	75
Figura 5.17 - Evolução da força aplicada e do escorregamento durante o ensaio do provete PO_BL15_D6_1	77
Figura 5.18 - Evolução da força aplicada e do escorregamento durante o ensaio do provete PO_BL15_D10_1	78
Figura 5.19 - Evolução relação força-escorregamento dos provetes PO_BL15_D6_1 e PO_BL15_D10_1	79
Figura 5.20 - Evolução da força aplicada e do escorregamento durante os ensaios dos provetes PO_BL30_D6	81
Figura 5.21 - Evolução da força aplicada e do escorregamento durante os ensaios dos provetes PO_BL30_D10	82
Figura 5.22 - Evolução relação força-escorregamento dos provetes PO_BL30.....	84
Figura 5.23 – Evolução relação entre força e escorregamento dos provetes PO_ D6....	84
Figura 5.24 – Evolução relação entre força e escorregamento dos provetes PO_ D10..	86
Figura 5.25 - Força máxima aplicada, em função da área total de armadura transversal e do tipo de betão	90
Figura 5.26 - Escorregamento último medido nos ensaios de tipo <i>push-out</i> , em função da área total de armadura transversal e do tipo de betão	92

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1: Composição 1 do betão leve de <i>Tipo 1</i> (Lourenço & Costa, 2009).....	30
Tabela 3.2: Resultados dos ensaios de compressão da composição 1 do betão leve <i>Tipo 1</i>	31
Tabela 3.3: Composição 2 do betão leve de <i>Tipo 1</i>	34
Tabela 3.4: Resultados dos ensaios de compressão da composição 2 do betão leve <i>Tipo 1</i>	35
Tabela 3.5: Composição 3 do betão leve <i>Tipo 1</i>	35
Tabela 3.6: Resultados dos ensaios de compressão da composição 3 do betão leve de <i>Tipo 1</i>	36
Tabela 3.7: Composição 4 do betão leve de <i>Tipo 1</i>	36
Tabela 3.8: Resultados dos ensaios de compressão da composição 4 do betão leve de <i>Tipo 1</i>	37
Tabela 3.9: Composição 1 do betão leve de <i>Tipo 2</i>	38
Tabela 3.10: Resultados dos ensaios de compressão em cubos obtidos a partir da composição 1 do betão leve de <i>Tipo 2</i>	38
Tabela 3.11: Composição 2 do betão leve de <i>Tipo 2</i>	39
Tabela 3.12: Propriedades do betão leve utilizado nos provetes de tipo <i>push-out</i> com betão leve de <i>Tipo 1</i> : $f_{cm} = 15$ MPa.....	43
Tabela 3.13: Propriedades do betão leve utilizado nos provetes de tipo <i>push-out</i> com betão leve de <i>Tipo 2</i> : $f_{cm} = 30$ MPa	43
Tabela 5.1 - Resultados obtidos com Crestbond em lajes maciças de betão leve $f_c = 15$ MPa	77
Tabela 5.2 - Resultados obtidos com Crestbond em lajes maciças de betão leve $f_c = 30$ MPa	80
Tabela 5.3 – Resultados obtidos da rigidez dos provetes PO_BL15 e PO_BL30.....	87

Tabela 5.4 - Resultados obtidos com *Crestbond* em lajes maciças de betão com massa volúmica normal e com betão leve 88

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

As vigas mistas são cada vez mais um elemento estrutural utilizado na construção de edifícios, porque proporcionam um aumento bastante significativo dos vãos livres e a colocação de um número de pilares menor do que aquele que é considerado numa solução tradicional, e em pontes, onde as soluções do tabuleiro misto são económica e construtivamente muito competitivas.

É importante descrever a constituição de uma viga mista. Esta é constituída por uma laje de betão armado e um perfil metálico que funcionam em conjunto devido á existência de conectores metálicos que garantem a ligação entre esses dois materiais. Os conectores são soldados ao perfil metálico e posteriormente ficam embebidos na laje. A mais valiosa função dos conectores é a transmissão de forças longitudinais de corte que se geram entre as secções de betão e de aço, quando a viga é submetida a flexão. Outra das funções importante dos conectores é impedir a separação vertical (efeito *upflit*) entre a laje de betão e o perfil metálico devido às forças transversais que ocorrem ao plano da laje.

Este trabalho apresenta um estudo experimental sobre o comportamento do conector *Crestbond* quando inserido em lajes maciças de betão leve.

Este conector apresenta inúmeras vantagens como a elevada capacidade resistente, comportamento dúctil e capacidade de garantir o funcionamento misto pretendido. A geometria deste conector consiste numa chapa lisa de aço, perfurada em forma de crista, que é soldada à viga metálica e fica embebida na laje após colocação e endurecimento do betão.

Realizaram-se ensaios tipo *Push-Out* conforme os procedimentos descritos na NP 1994-1-1 e a montagem já utilizada em ensaios anteriormente realizados na Universidade do Minho para avaliar o comportamento de conectores *Crestbond* em lajes maciças de betão leve. Os resultados obtidos servem para complementar outros resultados de trabalhos experimentais anteriormente realizados.

1.2 Objetivos

Nesta dissertação, o principal objetivo é avaliar o comportamento do conector *Crestbond* quando inserido em lajes de betão leve.

Este estudo é realizado por via experimental e são analisados os seguintes aspetos:

- Comportamento dos provetes testados durante a aplicação do carregamento;
- Modos de rotura que resultam do carregamento aplicado;
- Carga máxima atingida, rigidez inicial da conexão, deformação máxima atingida no decorrer dos ensaios realizados e evolução do escorregamento na interface entre as secções de aço e de betão leve, em função do esforço de corte aplicado;
- Comparação entre os valores obtidos experimentalmente para os vários parâmetros em estudo e os valores obtidos por outros autores da bibliografia para betões de massa volúmica normal.

1.3 Estrutura do trabalho realizado

Esta dissertação é estruturada em 6 capítulos fundamentais.

No capítulo 1 é realizado um enquadramento da dissertação e são apresentados os objetivos do presente trabalho.

No capítulo 2 recolhe-se informação bibliográfica relevante associada aos seguintes temas: estruturas mistas, materiais, conectores e o ensaio de tipo *Push Out*.

No capítulo 3 é feito um levantamento das características do betão leve, onde se apresentam as várias composições estudadas e os resultados obtidos nos ensaios de caracterização das suas propriedades mecânicas.

No capítulo 4 descreve-se a produção dos provetes. É apresentado a preparação das armaduras, a preparação dos moldes (cofragem), a betonagem e descofragem dos provetes.

No capítulo 5 é apresentado o ensaio de tipo *Push-out*. Neste capítulo é descrita a preparação do ensaio, os procedimentos e a evolução do ensaio, os modos de rotura, e os resultados obtidos. São ainda realizadas comparações entre os resultados obtidos com

os provetes de betão leve e resultados obtidos em provetes de betão de massa volúmica normal referidos na bibliografia.

E finalmente no capítulo 6 são apresentadas as conclusões deste trabalho e algumas sugestões para a continuação dos estudos realizados no âmbito da presente dissertação.

2 ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 Estruturas mistas

Nas últimas décadas, em várias partes do mundo, as estruturas mistas de aço e betão, de que são exemplo as lajes mistas, as vigas mistas e os pilares mistos entre outros, têm sido cada vez mais utilizadas na construção de pontes e edifícios devido a vantagens económicas e construtivas (Veríssimo, 2007).

Uma das características mecânicas mais importantes do betão é a sua elevada resistência quando é submetido à compressão, por outro lado, a característica mais importante do aço é a sua grande resistência quando é submetido á tração. (Cruz, et al, 2006)

O aço é um material com grande elevada resistência à tração, mas os elementos estruturais esbeltos tendem a apresentar alguns problemas de instabilidade.

Os elementos estruturais mistos de aço e betão apresentam uma grande eficiência na resistência aos esforços quando trabalham em conjunto, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de betão à compressão.

Existem algumas vantagens na utilização de elementos estruturais mistos. Na globalidade, o aumento da utilização de estruturas mistas resulta de vários fatores, entre os quais:

- Necessidade cada vez maior de grandes áreas livres por pavimento, que resulta em grandes vãos para as vigas, acréscimo de força vertical nos pilares e um maior espaçamento entre eles.
- Necessidade de atender aos prazos de entrega da edificação, fator que requer o emprego de sistemas estruturais para os quais seja possível obter rapidez e facilidade de execução, sem grandes acréscimos no custo final da edificação (Rocha, et al, 2009).

Em Inglaterra começaram os primeiros estudos sobre os elementos estruturais mistos, antes da Primeira Guerra Mundial, tendo como base uma série de ensaios de pisos mistos. Entre 1922 e 1939 foram já construídos alguns edifícios e pontes com o sistema de vigas mistas (Malite, 1990).

Ao longo dos anos houve um grande crescimento na utilização do aço estrutural na construção, em países do primeiro mundo, devido á evolução de várias tecnologias, no ramo da construção civil, que possibilitou a industrialização das construções. Com este

crescimento temos grandes vantagens como a velocidade e economia de construção sendo obtidas a partir de sistemas mistos, mais propriamente pisos mistos, Figura 2.1 (Owens, 2000).

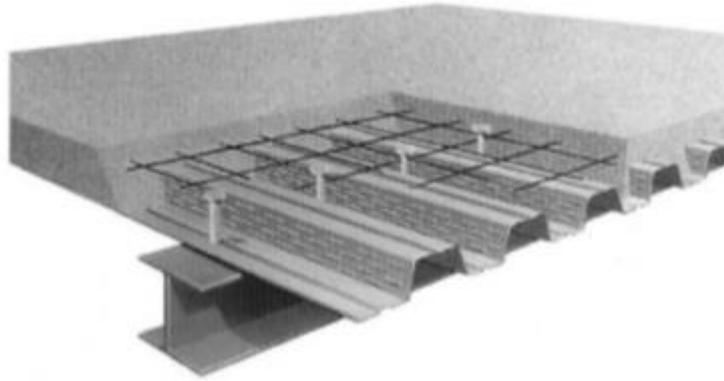


Figura 2.1 - Sistema de piso misto típico utilizado em edifícios (Metform, 1997)

A viga mista é um elemento estrutural constituído por uma laje de betão e um perfil metálico, tentando aproveitar as melhores propriedades dos dois materiais referidas acima. (De Nardin, Souza, El Debs, & El Debs, 2005)

Nas vigas mistas, ocorre a redução da altura total e do peso próprio da viga e um melhor desempenho em serviço, reduzindo as fissuras junto aos pilares devido à presença da armadura na laje. Promove-se assim uma redução da altura total da viga e do consumo de aço na estrutura, havendo também diminuição de custos no final da construção. Obtém-se também um acréscimo de resistência e rigidez.

A principal desvantagem na utilização de vigas mistas é a necessidade de aplicar conectores na interface aço – betão. É necessário estabelecer a ligação entre os dois materiais, proporcionando o seu comportamento misto.

Para que este comportamento misto aconteça, os dois elementos mistos têm de estar conectados, de tal forma que passam a comportar-se como se fossem uma peça única. Para tal, é fundamental que exista uma conexão mecânica ou não mecânica entre as duas interfaces dos elementos estruturais mistos. Esta conexão é conseguida através de conectores de corte que podem ser flexíveis ou rígidos (Malite, 1990). A classificação como flexíveis ou rígidos resulta da ductilidade da ligação.

A principal função dos conectores é a transmissão das forças longitudinais de corte entre as secções de betão e de aço na interface entre a laje e a viga. Em vigas mistas, para além das forças de corte longitudinal, existem forças transversais ao plano da laje, que podem causar a separação entre a laje de betão e o perfil metálico (efeito de *uplift*) (Tristão, 2002).

Os conectores de corte são instalados no perfil metálico por solda, antes da betonagem, assegurando assim que os dois materiais que constituem a secção mista trabalham como se fossem uma única peça (Veríssimo, 2007).

2.2 Materiais

2.2.1 Betão normal

O betão é classificado como uma pedra artificial, agregado ou aglomerado de pedras naturais com varias dimensões, desde as areias até às britas. A preparação do betão é feita através da mistura de brita, areia, cimento e água, até se obter uma mistura o mais homogéneo e plástica possível. (Aguiar, 2009)

Utilizam-se dois critérios para a classificação dos betões endurecidos:

- Resistência à compressão
- Mecanismos de deterioração dos betões pela ação ambiental.

Existem várias propriedades relevantes ao comportamento do betão, podendo-se destacar as seguintes:

- Resistência à compressão;
- Resistência à tração;
- Resistência ao desgaste;
- Resistência aos elementos agressivos;
- Resistência à retração;
- Resistência à fluência;
- Resistência a impermeabilidade;

- Propriedades térmicas e elétricas
- Resistência ao fogo

Para além dos requisitos do betão endurecido, há também requisitos para o betão fresco.

Duas qualidades que é necessário existirem no betão fresco:

- Ausência de segregação;
- Plasticidade suficiente para o enchimento completo dos moldes e envolvimento das armaduras – trabalhabilidade.

Para obter um betão compacto, basta apenas reduzir na água de amassadura, utilizando só a suficiente para hidratar o cimento.

Para obter maior plasticidade e diminuir o perigo de segregação, é necessário aumentar a quantidade de finos e diminuir a dimensão máxima do agregado (Aguiar, 2009).

2.2.2 Betão leve

A principal diferença entre betão normal e o betão leve está no reduzido valor da massa volúmica e na resistência térmica elevada do betão leve, levando assim ao diferente desempenho dos dois tipos de betão.

Como foi referido acima, duas das propriedades do betão normal era a sua resistência e a trabalhabilidade. No betão leve para além dessas propriedades, existe também a leveza e o isolamento térmico (Melo, 2002).

Existem diversas vantagens do betão leve relativamente ao betão normal, tais como:

- Redução do peso próprio;
- Redução do custo das fundações, induzindo o aumento da produtividade;
- Maior resistência térmica – proporcionando a sua aplicação em elementos onde o desempenho térmico é decisivo;
- Acústica – a utilização de betão leve poderá conduzir a uma melhoria do comportamento acústico nomeadamente a absorção.

Quanto às características técnicas tem-se:

Condutibilidade térmica (com massa específica entre 1400-1600kg/m³): $k=0,85$

Condutibilidade térmica (com massa específica entre 1600-1800kg/m³): $k=1,05$

(Valente & Cruz, 2006)

O betão leve pode ser aplicado em acabamentos de pendetes, isolamento decoberturas, reabilitação de pisos e lajes, isolamento entre pisos e consequente aligeiramento e isolamento térmico e hidrófugo de laje terrea.

Em alguns casos, substitui-se o betão de densidade normal por betão leve em estruturas mistas. Essa troca apresenta algumas vantagens, como a redução de peso, a melhoria de propriedades físicas e maior durabilidade.

Neste caso, como o elemento estrutural é a viga, a razão pela qual se irá usar betão leve será para reduzir o peso da laje de betão, tendo como resultado final uma redução da própria secção de aço, podendo resultar uma solução global mais leve. (Valente & Cruz, 2007)

Vários exemplos de aplicações do betão leve de alta resistência são as plataformas petrolíferas, as pontes, os cais flutuantes, edifícios de grande altura e o reforço de estruturas exigentes (Jorge, 2005).

Segue abaixo a Figura 2.2 de um edifício realizado com betão leve.



Figura 2.2 – Edifício Southwestern Bell Telephone Building, na cidade do Kansas

2.2.3 Conectores

Como foi acima referido, um conector é essencial para estabelecer a ligação entre as secções de aço e betão.

O tipo de conector utilizado é o dos conectores de corte mecânicos que permitem a transmissão de forças longitudinais do aço para o betão e vice-versa. Nesta passagem de forças existem também forças transversais ao eixo do elemento, que causam a separação dos materiais na interface de ambos. (Veríssimo, 2007)

Os conectores podem ser classificados como rígidos ou flexíveis. (Malite, 1990)

Os conectores rígidos caracterizam-se pela não deformação ou deformação muito reduzida sob carga e oferecem uma conexão com ausência de escorregamento entre as secções de aço e de betão. Os colapsos causados neste tipo de conectores são definidos como roturas frágeis, ocorrendo o esmagamento do betão. Estas roturas são bastantes inconvenientes em questões de segurança estrutural (Veríssimo, et al., 2007) .

Por sua vez, os conectores caracterizados como flexíveis são definidos pela deformação sob carga, oferecendo uma conexão onde se desenvolve escorregamento entre as secções de aço e de betão. A sua rotura é considerada dúctil (Veríssimo, et al., 2007).

Os conectores flexíveis são propensos a fadiga, devido à deformação sob efeito do carregamento (Veríssimo, et al., 2007).

Normalmente, é desejável obter as características de um conector rígido em condições de serviço e as características de um conector flexível em condições de estado limite último, de forma a reduzir os efeitos de fadiga na conexão, em fase de serviço, e permitir a redistribuição de esforços rasantes ao longo da viga, proporcionando uma distribuição mais uniforme dos conectores.

Um conector de corte é considerado dúctil quando s_{uk} é superior a 6,0 mm (NP EN 1994-1-1). Assim sendo, o conector dúctil, pode admitir-se que seja o elemento misto carregado, ocorre redistribuição de esforços entre os conectores e que todos eles são mobilizados.

Se o conector não for dúctil, a hipótese de redistribuição dos esforços rasantes não é válida.

A tipologia dos conectores é dada pelas características dos dois materiais envolvidos, neste caso, aço e betão e pelo tipo de ligação que se pretende realizar.

A resistência e a rigidez da conexão são determinadas através do grau de ligação entre os elementos. Essa ligação depende das características geométricas e mecânicas do conector e do tipo de betão utilizado (Cruz, et al, 2006). Pode observar-se essa relação na Figura 2.3

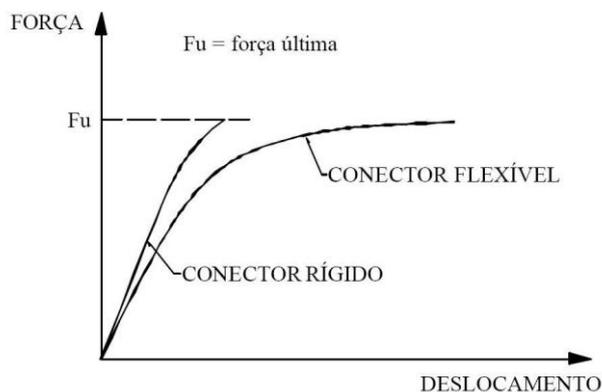


Figura 2.3 - Relação força-deslocamento de um conector (David, 2007)

A Figura 2.4 mostra vários tipos de conectores flexíveis e rígidos.

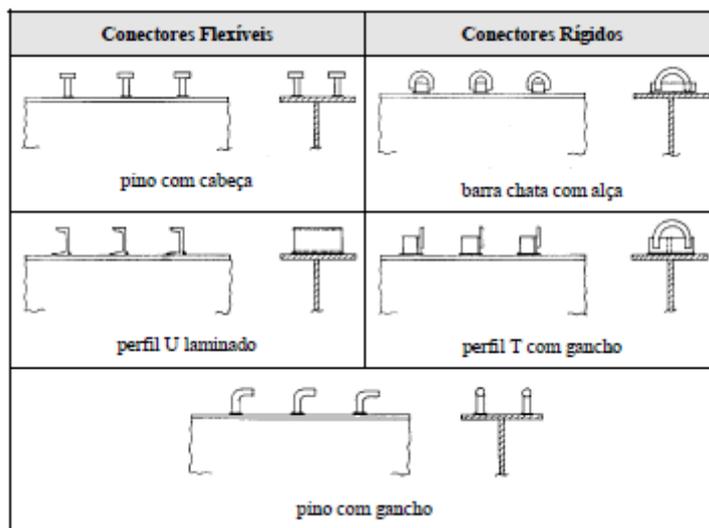


Figura 2.4- Tipo de conectores de corte (Malite, 1990)

Têm sido propostos e usados vários tipos de conector de corte nas estruturas mistas atualmente construídas (Veríssimo, 2007).

Existem vários tipos de conectores:

- conector Perno;
- conector T;
- conector Perfobond;
- conector Crestbond (CR).

Na Figura 2.5 é possível observar os distintos conectores mencionados.

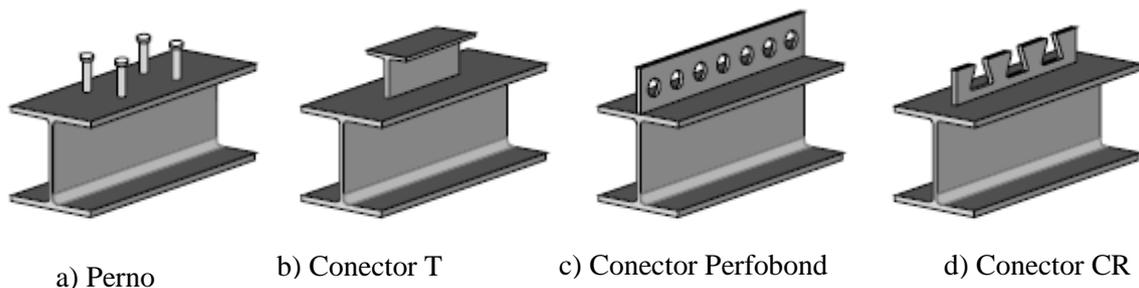


Figura 2.5 - Tipos de conectores (Cruz, et al, 2006)

O conector mais utilizado até a atualidade é o conector perno de cabeça, tipo pino com cabeça. Outro conector bastante utilizado que apresenta vantagens interessantes é o *Crestbond* (CR). O conector *Crestbond* é formado por uma chapa indentada.

2.2.4 Conector Perno de cabeça

Este tipo de conector foi desenvolvido na década 40 pela *Nelson Stud Welding*. É um conector de uso mais difundido até ao momento. (Veríssimo, et al, 2011).

O conector perno de cabeça possui uma cabeça com dimensões padronizadas para proporcionar resistência ao *uplift* (Cruz, et al, 2006)

O uso alargado do perno de cabeça resulta das suas diversas vantagens, tais como:

- Velocidade de aplicação;
- Boa ancoragem no betão;
- Facilidade de colocação da armadura entre os conectores.

A utilização do perno de cabeça permite que as lajes sejam executadas com cofragem de aço incorporada, proporcionando uma boa produtividade (Cruz, et al, 2006).

Também, o perno de cabeça tem um comportamento desfavorável quando a sobrecarga em estruturas representa uma parcela grande do carregamento total, levando à deterioração prematura do sistema misto por efeito de fadiga. (Veríssimo, et al, 2011)

Para que a ação mista se desenvolva, em conexões com perno de cabeça, é fundamental que ocorra algum escorregamento inicial.

Esse escorregamento pode causar fissuração da laje para cargas de serviço, bem como problemas de fadiga decorrentes do atrito entre o aço e o betão. Esse acontecimento pronuncia-se mais em estruturas sujeitas a fadiga devido a cargas móveis, levando assim à propagação das fissuras na laje de betão (Zellner, 1987).

Quando ocorre deformação entre a laje e a viga, ocorre também a deformação dos conectores, aplicando uma força sobre o betão em direção ao meio vão. Este acontecimento surge quando o conector atua e existe transferência de forças de corte longitudinais na interface (Kotinda, 2006).

No final da década de 80, houve desenvolvimento de novos conectores em chapa contínua, o conector *Perfobond* e mais tarde o conector *Crestbond*, sendo no contexto de melhorar as limitações do conector perno de cabeça sob condições de fadiga (Rocha, et al, 2009).

2.2.5 Conector T

Este tipo de conector consiste num pedaço curto de perfil T soldado ao banzo do perfil metálico, produzindo-se assim tamanhos diferentes a partir do corte de perfis laminados comerciais (Cruz, et al, 2006). É possível observar o conector na Figura 2.6.

Se estes conectores forem produzidos através de perfis laminados, apresentam como vantagem não ser necessário produzir um novo elemento de conexão específico.

A soldadura deste tipo de conector, não necessita de nenhum equipamento especial, apresentando as características de uma soldadura usual (Cruz, et al, 2006).

A área de corte é definida pela espessura da alma e pelo comprimento do T que a compõe, podendo afirmar-se que é superior à do perno de cabeça.

Em comparação com os conectores perno de cabeça, existem algumas diferenças. Os conectores T em relação com o perno de cabeça apresentam necessidade de utilizar

maior quantidade de material para produzir um conector, sendo visto como uma desvantagem. Em relação à fadiga, os conectores T e o perno de cabeça apresentam as mesmas desvantagens (Cruz, et al, 2006).



Figura 2.6 - Exemplo de um conector T

2.2.6 Conector Perfobond

Este tipo de conector foi desenvolvido no final da década de 80 pela empresa alemã Leonhardt, Andrã and Partners para a construção da 3ª ponte sobre o Rio Caroni, na Venezuela (Zellner, 1987).

Este conector consiste numa chapa plana de aço, com furos circulares que fica inserida na laje de betão armado e soldada sobre a mesa superior da viga metálica (ver Figura 2.7).

Como já foi referido acima, para que a ação mista se desenvolva é fundamental que ocorra algum escorregamento inicial e por consequência desse escorregamento, poderá ocasionar problemas de fadiga (Zellner, 1987). Daí ter sido idealizado o conector *Perfobond*, por necessidade de um conector reduza o escorregamento elástico entre as duas secções.

Numa situação em que o elemento misto é submetido a carga e a laje tende a deslizar em relação ao perfil de aço, o betão que se encontra dentro dos furos do conector assume a função de um pino virtual, impedindo que a laje de betão se separe transversalmente do perfil metálico.

Este conector apresenta a desvantagem da dificuldade para o posicionamento da armadura inferior da laje, quando as barras de armadura têm que passar por dentro das aberturas (Veríssimo, et al, 2006).

Como vantagem, este conector apresenta a possibilidade de substituir vários conectores do tipo perno de cabeça por um conector *Perfobond*. Tem também como vantagem a facilidade de instalação (Ferreira, 2000).



Figura 2.7 - Conector *Perfobond* sendo soldado á mesa de uma viga (Ogueijofor, 1994)

Na Figura 2.8, apresenta-se um exemplo de um conector de tipo *perfobond*.



Figura 2.8 - Conector tipo Perfobond

Este conector foi idealizado como um conector rígido, para não permitir o escorregamento relativo entre as secções de aço e de betão, mobilizando apenas deformações elásticas (Veríssimo, 2007).

Este tipo de conector é considerado como rígido, pois sofre apenas deformações plásticas de muito pequena magnitude em estado de serviço.

O *Perfobond* pode ser utilizado de um modo contínuo ou de um modo descontínuo.

O corte do betão confinado dentro dos furos influencia o comportamento mecânico do conector.

O comportamento mecânico deste conector está relacionado com quatro fatores:

- A resistência ao corte da laje de betão;
- O efeito da armadura transversal na laje;
- O efeito da resistência frontal do betão na frente do conector;
- A resistência da própria chapa do conector;
- A resistência ao corte do betão confinado dentro dos furos do conector (Veríssimo G. , 2007).

Ogueijofor & Hosain (1997) mostraram que a capacidade resistente e a ductilidade da conexão aço – betão com conector *Perfobond* são influenciadas pela resistência do betão da laje e pela quantidade de armadura que atravessa os furos do *Perfobond*. Veríssimo, et al (2007) mostrou que é possível controlar a capacidade resistente da ligação aço – betão com *Perfobond*, variando a resistência do betão e a quantidade de armadura passante, constituindo-se assim como vantagem em relação aos conectores tipo perno de cabeça.

Como está demonstrado na Figura 2.9, o betão que flui através dos furos forma pinos dentro da peça, com dois planos de corte, oferecendo resistência ao corte na direção longitudinal. Assim fazendo com que se evite a separação da laje de betão com a viga metálica.

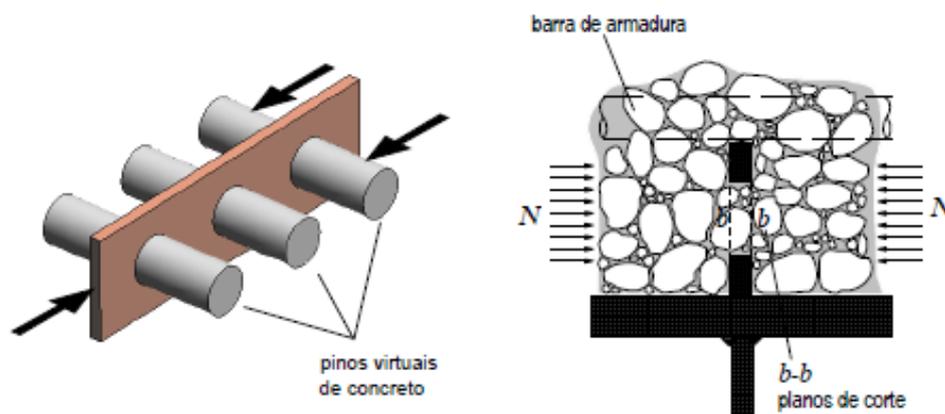


Figura 2.9 - Corte dos pinos virtuais, em dois planos de corte, nos furos do *Perfobond* (Veríssimo, 2007)

O conector *Perfobond* não necessita de uma cabeça de ancoragem. E a rigidez de conexão oferecida pelos pernos de cabeça é inferior á rigidez oferecida pelo *Perfobond*. (Veríssimo, 2007)

Na Figura 2.10 são comparadas curvas de força-escorregamento do conector *Perfobond* e do perno de cabeça. (Veríssimo, 2007).

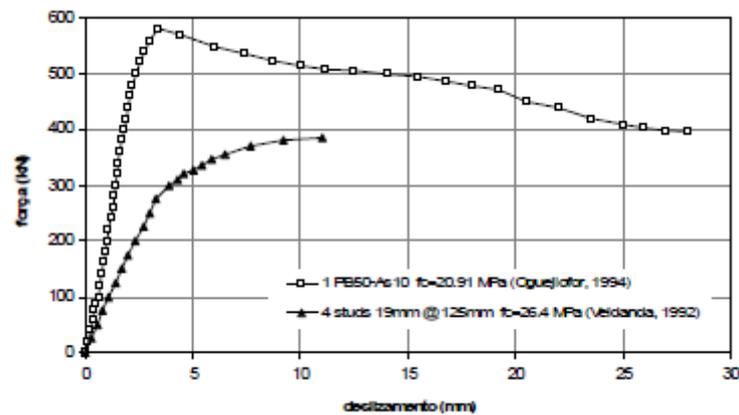


Figura 2.10 - Relação força - escorregamento para o *Perfobond* e para o perno de cabeça Ogueijofor (1994) e Veldanda (1991)

Apesar do conector *Perfobond* apresentar um comportamento rígido para cargas de serviço e ter um comportamento dúctil em estado limite último, existem resultados de ensaios que demonstram que o seu deslizamento característico não é suficiente para permitir caracterizar a conexão como dúctil para efeito de projeto (Kraus & Wurzer, 1997), (Studnika.J, 2000), (Valente & Cruz, 2002).

Após estudos experimentais conduzidos por Ogueijofor & Hosain (1997), é mostrado que a laje de betão ao corte, a armadura transversal e o volume de betão que atravessa os furos, provocando efeito pino contribuem para a capacidade resistente da ligação entre o betão e o aço.

Assim, desenvolveram através destes parâmetros uma equação para estimar a capacidade resistente deste tipo de conector (Ogueijofor & Hosain, 1997),

$$q_u = \emptyset \times 4,5 \times h \times t \times f_{ck} + 0,91 \times A_{tr} \times f_y + 3,31 \times \eta_1 \times D^2 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (2.1)$$

onde:

q_u – é a capacidade resistente do conector;

ϕ – é o coeficiente de resistência igual a 0,8;

h – é a altura do perfil *Perfobond*;

t – é a espessura do perfil *Perfobond*;

A_{tr} – é a área das barras transversais que atravessam os furos;

D – é o diâmetro dos furos;

η_l – é o número de furos;

f_{ck} – é a resistência do betão à compressão;

f_y – é a resistência à tração do aço do perfil *Perfobond*,

2.2.7 Conector Crestbond (CR)

Para enfrentar algumas das dificuldades encontradas anteriormente com os conectores do tipo *Perfobond*, foi proposto o conector *Crestbond*. Este consiste numa chapa dentada com algumas saliências e reentrâncias trapezoidais, que proporcionam resistência ao corte longitudinal e ao efeito de *uplift* (Veríssimo, et al, 2006) .

O conector *Crestbond* apresenta elevada resistência ao corte e elevada ductilidade nos ensaio experimentais realizados (Veríssimo, 2007). Apresenta também algumas vantagens em relação a outros conectores. Em relação ao perno de cabeça, o conector *Crestbond* apresenta as seguintes vantagens:

- São facilmente produzidos em grande escala,
- Podem assumir diferentes tamanhos e formas,
- São facilmente soldados ao elemento metálico, sem necessidade de equipamentos especiais;
- A solda pode ser efetuada tanto na obra como na fábrica.

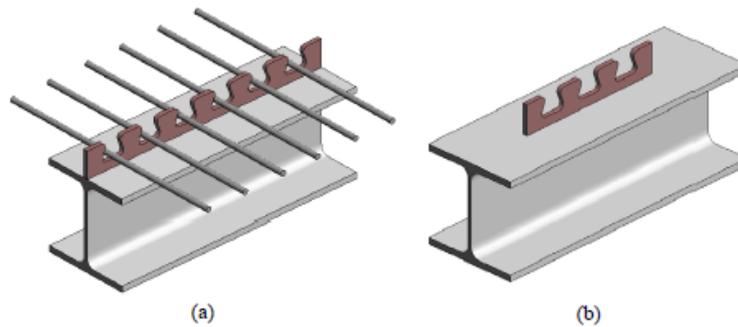


Figura 2.11 - Conector Crestbond: (a) contínuo; (b) descontínuo

Em relação ao conector *Perfobond*, o conector *Crestbond* apresenta como vantagem as aberturas entre os dentes, não existindo nenhuma dificuldade na disposição das barras de armadura. Como mostra a Figura 2.11, este conector pode ser usado de um modo contínuo ou descontínuo. (Rocha, et al, 2009)

Em relação ao comportamento mecânico, a conexão com o conector *Crestbond* funciona de forma bastante similar à conexão com o conector *Perfobond*. O conector *Crestbond* apresenta ductilidade superior à do *Perfobond*. (Oliveira, 2007)

A capacidade de carga da conexão é controlada pelos conectores em chapa dentada ou perfurada e varia em função da resistência do betão e da quantidade de armadura disposta na direção transversal (Veríssimo, 2007).



Figura 2.12 – Conector *Crestbond*

(Ogueijiofor & Hosain, 1994) propuseram uma equação para determinar a capacidade de carga deste tipo de conector, com base numa análise de regressão sobre os resultados de alguns ensaios *push-out*, e seguindo o procedimento que Davies (1969) utilizou para calcular a resistência do conector perno de cabeça.

Nos ensaios de tipo *push-out* realizados por Davies (1969), Ogueijiofor & Hosain, 1994), e Medberry & Shahrooz (2002) para o *Crestbond* notou-se nos resultados

experimentais que os modos de rotura ocorridos durante os ensaios foram muito similar ao do *Perfobond* (Ogueijofor, 1994).

(Ogueijofor, 1994) levou isso em conta e desenvolveu um modelo de regressão com base na mesma abordagem. A partir de algumas observações experimentais, introduziu um termo adicional. Considerou que esse termo adicional media a contribuição dos pinos de betão que se formam nos furos do conector. (Ogueijofor, 1994) considerou também a resistência do betão referida a provetes cilíndricos e não cúbicos. Como resultado obtiveram a equação (2.2),

$$q = \beta_1 \times \sqrt{f_c} \times A_{cc} + \beta_2 \times A_{tr} \times f_{ys} + \beta_3 \times \sqrt{f_c} \times A_{cd} \quad (2.2)$$

onde,

q - é a resistência de um conector (N)

A_{cc} - é a área de corte do betão por conector (é a área longitudinal da laje menos a área do conector em mm^2)

f_c - é a resistência à compressão do betão tomada em corpo de prova cilíndrico (MPa)

A_{tr} - é a área total de armadura transversal (mm^2)

f_{ys} - é o limite de escoamento do aço da armadura (MPa)

A_{cd} - é a área ao corte dos pinos de betão (mm^2)

β_1, β_2 e β_3 são coeficientes determinados a partir dos resultados de ensaios.

Ogueijofor & Hosain, (1994) quantificaram o valor dos coeficientes β_1, β_2 e β_3 , obtendo a equação (2.3):

$$q = 0,59 \times \sqrt{f_c} \times A_{cc} + 1,223 \times A_{tr} \times f_{ys} + 2,871 \times \sqrt{f_c} \times \pi \times D^2 \quad (2.3)$$

Em 1997, Ogueijofor & Hosain (1997) propuseram um segundo modelo. Este modelo contém um quarto termo que contabiliza a resistência frontal do conector, quando este fica em contacto com o betão,

$$q = \beta_1 \times h_{cs} \times f_c \times t_{cs} + (\beta_2 \times A_{cd} + \beta_3 \times A_{cc}) \times \sqrt{f_c} + \beta_1 \times A_{tr} \times f_{ys} \quad (2.4)$$

onde,

h_{cs} – é a altura do conector (em mm);

t_{cs} – é a espessura do conector (em mm).

Através de outros resultados de ensaios *push-out*, Medberry & Shahrooz (2002) compararam resultados realizados na Universidade de Cincinnati com os da Universidade de Saskatchewan e chegaram a conclusão que grande parte dos modelos analisados a equação de Ogueijofor (1994) sobrestimam a resistência do conector.

Medberry & Shahrooz (2002) propuseram a equação (2.5):

$$q = 9 \times h \times b \times \sqrt{f_c} + 60 \times b_f \times L_{co} + 20 \times n \times \pi \times \sqrt{f_c} \times \left(\frac{D}{2}\right)^2 + 0,9 \times A_{tr} \quad (2.5)$$

onde,

F - é a capacidade de carga para uma laje do *push-out* (lbs.)

b - é a espessura da laje (in.)

h - é a altura da laje abaixo do conector (in.)

f_c - é a resistência à compressão do betão tomada em corpo de prova cilíndrico (psi)

b_f - é a largura da mesa do perfil de aço (in.)

L_{co} - é o comprimento de contato entre o betão e o perfil de aço (in.)

n - é o número de furos no conector

D - é o diâmetro dos furos do conector (in.)

A_{tr} - é a área total de armadura transversal (in.2)

f_{ys} - é a tensão de cedência do aço da armadura (psi)

Nesta nova equação, foi introduzido um novo termo referente à resistência por adesão química entre a laje de betão e o perfil metálico, onde L_{co} é o comprimento de contato entre o betão e o perfil de aço.

2.3 Ensaio de tipo *Push-out*

Segundo a norma (NP EN 1994-1-1), este ensaio serve para caracterizar o comportamento de um conector de corte, que pode ser a partir da curva força-escorregamento da conexão.

O provete consiste em duas lajes de betão ligadas a um perfil metálico, como se mostra na Figura 2.13.

O ensaio deve ser realizado com controlo de deslocamento, de modo a obter dados relevantes, como por exemplo o comportamento pós pico.

Como demonstrado na Figura 2.13, um carregamento é aplicado ao perfil, por consequência desliza relativamente às lajes de betão até ocorrer o colapso da conexão. Registam-se os deslizamentos relativos entre o aço e o betão e também a força atuante em intervalos de tempo pré-fixados. No final do ensaio obtém-se um conjunto de pontos da curva força-escorregamento (Veríssimo, 2007).

O ensaio de tipo *push-out* é o mais adequado ao estudo da conexão aço – betão, porque permite obter as relações diretas entre as forças aplicadas e as deformações correspondentes, o que não acontece em ensaios de flexão. (Cruz, et al, 2006)

A preparação destes provetes deve ter em conta (NP EN 1994-1-1) alguns aspetos importantes:

- Lubrifica-se a mesa do perfil para eliminar ou pelo menos reduzir a aderência na interface entre os banzos do perfil metálico e o betão. Assim, procura-se que a resistência medida no ensaio esteja associada sobretudo ao desempenho do conector.
- Deve ser utilizado no mínimo de quatro cilindros de betão correspondentes a cada betonagem realizada, para determinar a resistência à compressão do betão no momento em que são realizados os ensaios dos modelos para os ensaios *push-out*. A resistência do betão f_{cm} considera-se igual ao valor médio das resistências.
- A cura dos provetes para este tipo de ensaios deverá ser efetuada ao ar.

- A resistência do betão à compressão f_{cm} à data dos ensaios deve ser de $70\% \pm 10\%$ da resistência do betão f_{ck} das vigas para qual o ensaio é realizado.
- Com uma amostra do material dos conectores deverá determinar-se a tensão de cedência, a resistência à tração e a extensão máxima do aço utilizado.

Como conclusão pode dizer-se que este tipo de ensaio é bastante adequado para testar a capacidade de carga em conectores metálicos.

Se porventura for necessário analisar a transferência de esforços entre a laje de betão e o perfil metálico devido ao escorregamento, será mais adequado realizar um ensaio de flexão em viga mista. (Cruz, et al, 2006).

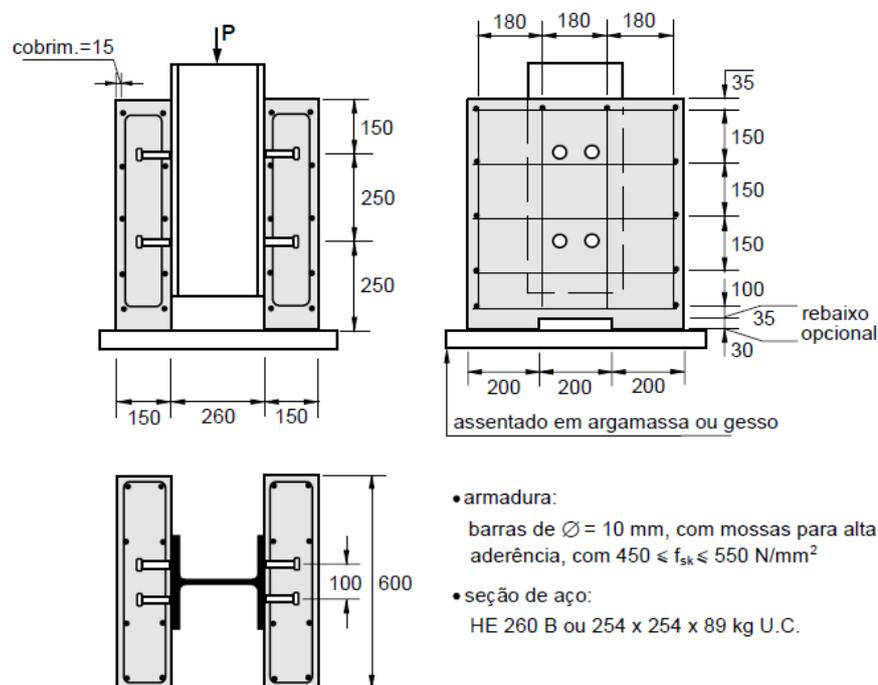


Figura 2.13 - Provete standard para o ensaio de tipo *push-out* (NP EN 1994-1-1)

2.3.1 Procedimento do ensaio

Inicialmente, a força deve ser aplicada em incrementos, até ser atingida 40% da carga de rutura estimada, sendo aplicados 25 ciclos de carga entre 5% e 40% da carga de rutura estimada (NP EN 1994-1-1). De seguida, o escorregamento entre o perfil metálico e a laje de betão passa a controlar o ensaio, sendo aplicados incrementos uniformes de escorregamento ao longo do tempo. A força aplicada e o escorregamento devem ser medidos continuamente durante o carregamento. Essa medição deve ser

realizada até que a força aplicada decresça pelo menos 20% em relação à força máxima atingida no ensaio. (NP EN 1994-1-1).

Aa separação transversal entre a secção de aço e cada laje de betão deverá também ser medida o mais próximo possível dos conectores (NP EN 1994-1-1).

O *software* utilizado permite programar a aplicação sequencial do carregamento de acordo com as várias fases que são definidas.

Numa primeira fase do ensaio é aplicada uma pré-carga de 30 kN. A seguir, são realizados 25 ciclos de carga e descarga entre patamares de 5 e 30% do valor da carga de rotura esperada (neste caso, considerou-se o intervalo entre 30 e 150 kN para todos os provetes testados). Esta fase tem uma duração aproximada de 25 minutos. De seguida, o ensaio passa a ser controlado pelo deslocamento do atuador,. O ensaio prossegue pelo menos até que a carga aplicada seja inferior a 80% da carga máxima. Em todos os provetes a duração total dos ensaios correspondeu a cerca de 2h.

2.3.2 Equipamento do ensaio

O equipamento utilizado para a realização de ensaios de tipo *push-out* encontra-se no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho. Este é composto por um atuador hidráulico com capacidade de 5000 kN e curso de 80 mm, montado no interior de um pórtico de ensaio. Todo o circuito hidráulico é controlado por um software e um sistema eletrónico.

O pórtico de ensaio é constituído por duas placas maciças de aço estrutural, cada uma delas com 200 mm de espessura, separadas por quatro colunas tubulares com 275 mm de diâmetro, 25 mm de espessura e 1150 mm de altura. A ligação entre os cilindros e as chapas metálicas é pré-esforçada, garantindo que o pórtico funciona como uma estrutura de reação (ver Figura 2.14). O atuador possui duas células de pressão internas e dois transdutores de deslocamento internos, possibilitando ensaios com controle de força ou de deslocamento.

O circuito hidráulico é controlado por um *software* e um sistema eletrónico integrados.

Este sistema é apenas capaz de aplicar cargas de compressão, o que é apropriado para ensaios de tipo *push-out*.



Figura 2.14 - Equipamento disponível para o ensaio de tipo *Push-out*

2.3.3 Montagem

Após colocar o provete no pórtico procede-se á sua preparação para o ensaio. Com o intuito de reduzir algumas imperfeições nas bases das lajes, são colocadas folhas de neoprene na base dos provetes. Sobre o provete é colocada uma chapa grossa de aço com uma concavidade na qual se assenta uma rótula. A superfície em contato entre a rótula e a chapa é lubrificada de forma que as duas permitam ajustes entre o atuador e o provete. Esses dois elementos, a concavidade e a calota, possuem superfícies concordantes, permitindo uma distribuição adequada da carga. A superfície de contato existente entre a chapa de apoio e a calota será lubrificada, para que as duas permitem ajustes entre o atuador e o modelo, garantido uma rótula nessa posição.

De seguida, dispõem-se transdutores de deslocamento. Em cada uma das lajes, e em cada lado do provete são colocados transdutores para medir o escorregamento entre a laje e o perfil metálico. Coloca-se também um transdutor para medir o deslocamento horizontal entre as lajes de betão.

Com esta preparação, consegue-se minimizar as possíveis deficiências na aplicação da carga, no decorrer de pequenas imperfeições nos modelos.

2.3.4 Análise de resultados

Para proceder ao tratamento dos resultados, consideram-se vários passos que estão descritos no Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1):

1. No caso da realização de três ensaios sobre provetes teoricamente idênticos e quando o desvio de cada resultado de ensaio em relação ao valor médio dos resultados da totalidade dos ensaios não exceder 10%, o valor de cálculo da resistência poderá ser determinado como se segue:

- O valor característico da resistência P_{Rk} deverá ser considerado igual à carga de rotura mínima, obtido nos três ensaios realizados, dividido pelo número de conectores, e reduzida de 10%;

- O valor de cálculo da resistência P_{Rd} deverá ser calculado utilizando a equação (2.6),

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (2.6)$$

onde,

f_u – é a resistência última mínima 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 à conexão de corte (1,25 em Portugal);

2. Se o desvio em relação à média for superior a 10% deverão ser realizados, pelo menos, mais três ensaios do mesmo tipo.

3. A resistência do conector ao *uplift* é verificada da seguinte maneira: a separação transversal entre a secção de aço e as lajes, medida quando os conectores estão solicitados a 80% da sua carga última, deve ser inferior a 50% do escorregamento longitudinal correspondente. Caso contrário, o comportamento da conexão não é considerado satisfatório.

4. A capacidade de escorregamento de um provete δ_u deverá ser considerada igual ao escorregamento máximo medido ao nível da carga característica, como indica a Figura 2.15. A capacidade de escorregamento característica δ_{uk} deverá ser considerada igual ao valor mínimo dos ensaios δ_u reduzido de 10%, ou igual ao valor determinado por avaliação estatística a partir da totalidade dos resultados dos ensaios.

A Figura 2.15 apresenta a capacidade de escorregamento δ_u medida num ensaio de tipo *Push-out*.

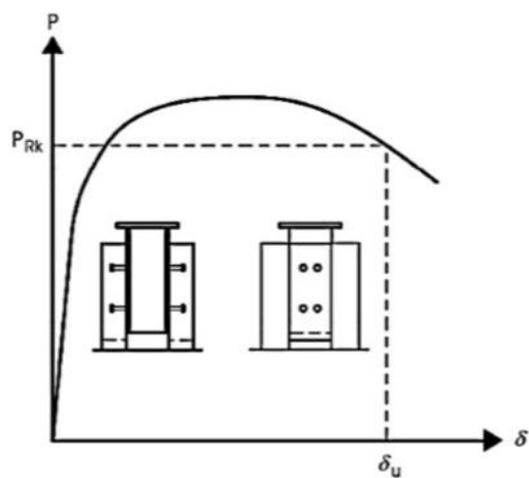


Figura 2.15 - Determinação da capacidade de escorregamento δ_u num ensaio do tipo *Push Out* (NP EN 1994-1-1)

3 DESENVOLVIMENTO DO BETÃO LEVE

O betão leve pode ser utilizado quer como betão estrutural, quer como material de isolamento. Quando o betão é utilizado como betão estrutural, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade são propriedades decisivas.

Comparativamente com os betões de massa volúmica normal, a utilização de betões leves torna-se bastante interessante devido às características que estes apresentam, como a redução de peso, a melhoria de algumas propriedades físicas e a maior durabilidade.

Neste trabalho, achou-se interessante estudar dois tipos de betões leves, de modo a avaliar como é que as propriedades mecânicas do betão leve afetam o comportamento do conector Crestbond. A composição dos betões estudados difere no tipo de argila expandida utilizada, Leca M e Leca HD. Pretendeu-se que um dos betões produzidos apresentasse uma resistência à compressão relativamente baixa, chamado de tipo 1 e com $f_{cm} = 15$ MPa, e o outro betão apresentasse uma resistência à compressão média, $f_{cm} = 30$ MPa, chamado de tipo 2.

3.1 Estudo da composição

As propriedades dos betões leves podem diferir bastante de uma composição para outra, pois dependem do material no seu estado natural e do processo de produção. Uma das principais influências das propriedades dos agregados leves no betão leve é o facto de o seu volume corresponder a mais do que 50% do volume do betão. Podem apontar-se as principais propriedades influenciadas como a trabalhabilidade, a resistência, o módulo de elasticidade, a densidade e a durabilidade.

Na produção dos betões leves estudados foram utilizados os seguintes componentes:

- Cimento CEM I 42.5 R;
- Areia natural;
- Água;
- Superplastificante Glenium Sky 617®;
- Argila Expandida, dos tipos LECA HD e Leca M;

O estudo das duas composições do betão leve fez-se separadamente.

3.1.1 Betão leve de *Tipo 1*: $f_{cm} = 15$ MPa – composição inicial

Começou-se por analisar a composição do betão leve com a argila expandida, Leca M.

Para analisar a composição do betão utilizaram-se provetes cúbicos com $150 \times 150 \times 150$ mm³ (Figura 3.1). A composição do betão leve utilizado no fabrico dos cubos é apresentada na Tabela 3.1 e corresponde a um betão do tipo LC20/22. A composição inicialmente utilizada foi proposta por Lourenço & Costa (2009), e está disponível no site da Saint – Gobain Portugal.



Figura 3.1 – Molde utilizado nas betonagens experimentais

Tabela 3.1: Composição 1 do betão leve de *Tipo 1* (Lourenço & Costa, 2009)

		Quantidade
Leca M (argila expandida)	(kg/m ³)	677.0
Areia média Natural	(kg/m ³)	886.0
Cimento CEM I 42.5 R	(kg/m ³)	440.0
Água	(l/m ³)	165.0
Superplastificante GleniumSky 617	(kg/m ³)	6.0
Relação Água/Ligante		0.4

Após a betonagem dos cubos experimentais, estes foram colocados na camara húmida durante 5 dias. No 5º dia realizaram-se os ensaios de resistência à compressão. Os resultados são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Resultados dos ensaios de compressão da composição 1 do betão leve *Tipo 1*

Cubo	Data de betonagem	Data de ensaio	Peso (kg)	P_{max} (kN)	f_c (MPa)
Cubo 1			3.135	60.7	2.7
Cubo 2	21/06/2012	26/06/2012	3.238	65.7	2.9
Cubo 3			3.14	70.3	3.1

Como se pode verificar os valores de f_{lcm} estão muito abaixo dos valores pretendidos, onde se conclui que a composição fornecida não era adequada.

Para obter uma composição mais adequada ao fim pretendido, realizaram-se ensaios de granulometria à argila expandida utilizada, à areia média e à areia grossa, utilizando-se o Método de Faury (ver Anexo I).

3.1.2 Análise granulométrica

Designa-se por granulometria a distribuição das partículas de um determinado agregado segundo as dimensões dessas partículas. A granulometria tem bastante influência nas propriedades do betão, no que se refere à compacidade e à trabalhabilidade.

Existem vários fatores que influenciam na quantidade de água necessária para uma amassadura como por exemplo a dimensão máxima do agregado, a razão entre o agregado grosso e fino e o conteúdo de finos.

A análise granulométrica de um agregado consiste em separar uma amostra desse agregado em frações, cada uma contendo partículas com dimensões entre limites correspondentes às aberturas dos correspondentes peneiros.

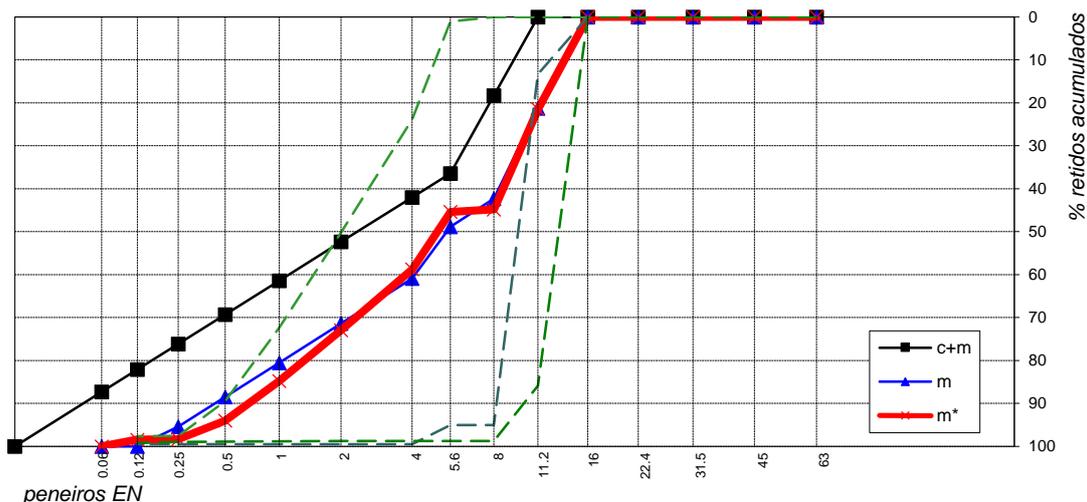
Esta análise é realizada agitando o agregado através de uma serie de peneiros, arrançados por ordem tal que os de malha mais larga estejam na parte superior e os de malha mais fina na parte inferior, pesando-se o material retido em cada peneiro (Figura 3.2).



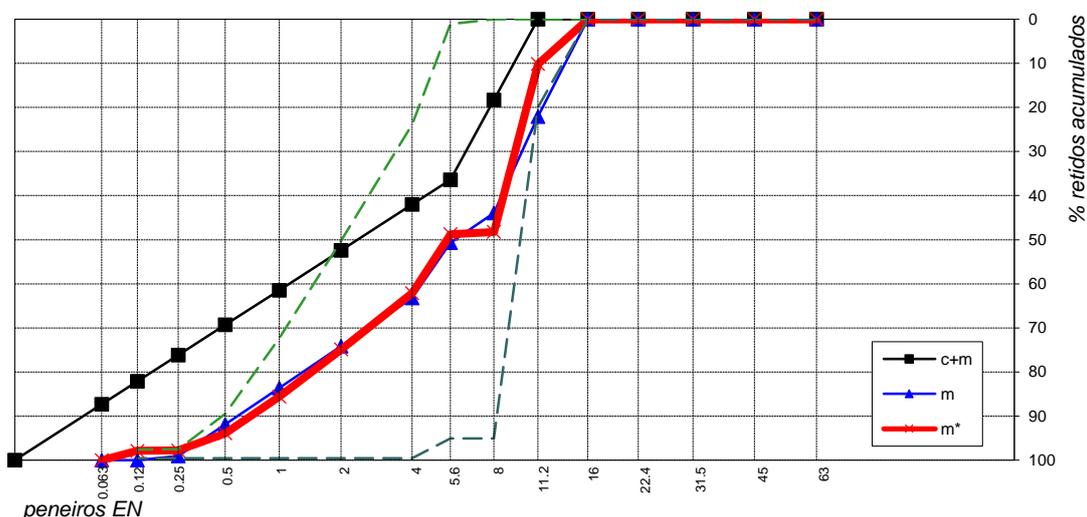
Figura 3.2 - Peneiros utilizados para a peneiração dos agregados

No final da peneiração, registou-se o peso de material retido em cada peneiro. Para o traçado da curva granulométrica definem-se como ordenadas as percentagens dos retidos acumulados, graduando-se o eixo respetivo de 0 a 100 de cima para baixo numa escala aritmética e para as abcissas as aberturas dos peneiros.

Chama-se curva granulométrica à linha que une os pontos que representam o resultado da análise granulométrica, ou seja, os pontos em que as abcissas correspondem às aberturas das malhas dos peneiros e as ordenadas dos retidos acumulados.



a) Curvas granulométricas Betão leve de Tipo 1



b) Curvas granulométricas Betão leve de Tipo 2

Figura 3.3 – Curvas granulométricas

Utilizou-se este método para todas as análises granulométricas efetuadas para este projeto.

3.1.3 Betão leve de Tipo 1: $f_{cm} = 15$ MPa – composições melhoradas

De seguida, utilizou-se uma ferramenta de cálculo desenvolvida com base no Método Faury para determinar a composição do betão. Para tal foi necessário introduzir os dados referentes a:

- 1- Resultados da peneiração (% retidos acumulados)

- 2- Tipo de cimento e sua dosagem em kg/m^3
- 3- Atribuir os valores aos parâmetros da curva de Faury (A e B). O valor de A é o parâmetro de trabalhabilidade da curva de Faury. Como se trata de um betão mole e como o agregado grosso é britado e o agregado fino é composto por areia natural, o valor de A é de 30. O correspondente valor de B é igual a 1.5
- 4- Determinar o valor do raio médio do molde. Este valor é igual ao valor da dimensão máxima do agregado ($D_{\text{máx}}$ (ASTM))

A composição do betão leve resultante é apresentada na Tabela 3.3 (ver anexo II).

Tabela 3.3: Composição 2 do betão leve de *Tipo 1*

	Quantidade	
Leca M (argila expandida)	(kg/m^3)	308.10
Areia média Natural	(kg/m^3)	388.10
Areia grossa	(kg/m^3)	7.32
Cimento CEM I 42.5 R	(kg/m^3)	375.00
Água	(l/m^3)	145.20
Superplastificante GleniumSky 617	(kg/m^3)	6.00
Relação Água/Ligante		0.40

Nesta composição optou-se por misturar areia grossa com areia média para verificar se interferia com os resultados. Os cubos foram colocados na câmara húmida onde permaneceram durante 5 dias (Figura 3.4).



a)

b)

c)

Figura 3.4 - Cubos de betão leve experimental com Leca M

Os resultados de ensaio são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Resultados dos ensaios de compressão da composição 2 do betão leve *Tipo 1*

Cubo	Data de betonagem	Data de ensaio	Peso (kg)	P_{max} (kN)	f_c (MPa)
Cubo 1			3.20	58.60	2.6
Cubo 2			3.04	54.80	2.4
Cubo 3	26/06/2012	04/07/2012	4.02	130.60	5.8
Cubo 4			4.30	140.40	6.2
Cubo 5			3.12	61.80	2.7
Cubo 6			3.14	59.30	2.6

Verifica-se que estes resultados estão também longe dos valores pretendidos. Refizeram-se estudos para a composição do betão, mas neste caso optou-se por misturar as diferentes argilas expandidas, Leca M com Leca HD e areia média. A composição do betão leve que resultou dos ensaios de granulometria é apresentada na Tabela 3.5 (ver anexo III).

Tabela 3.5: Composição 3 do betão leve *Tipo 1*

	Quantidade
Leca M (argila expandida)	(kg/m ³) 184.18
Leca HD (argila expandida)	(kg/m ³) 221.88
Areia media natural	(kg/m ³) 479.30
Cimento CEM I 42.5 R	(kg/m ³) 375.00
Água	(l/m ³) 135.61
Superplastificante GleniumSky 617	(kg/m ³) 6.00
Relação Água/Ligante	0.40

Os cubos após serem betonados foram colocadas na câmara húmida, onde permaneceram durante 7 dias.

Na Tabela 3.6 abaixo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios dos provetes que resultam da composição 3.

Tabela 3.6: Resultados dos ensaios de compressão da composição 3 do betão leve de *Tipo 1*

Cubo	Data de betonagem	Data de ensaio	Peso (kg)	P_{max} (kN)	f_c (MPa)
Cubo 1			4.36	213.70	9.5
Cubo 2			4.88	345.80	15.40
Cubo 3	11/07/2012	18/07/2012	4.50	218.60	9.70
Cubo 4			4.88	351.70	15.60
Cubo 5			4.62	263.00	11.30
Cubo 6			4.54	235.60	10.50

Apesar de os resultados obtidos não serem ainda completamente satisfatórios, verifica-se que os valores de resistência à compressão obtidos já se aproximam dos valores pretendidos. Neste caso, optou-se por estudar uma nova composição, mas com o intuito dos resultados serem iguais ou melhores do que os que são acima apresentados.

A composição 4 de betão leve utilizada é apresentada na Tabela 3.7 (ver anexo IV).

Tabela 3.7: Composição 4 do betão leve de *Tipo 1*

		Quantidade
Leca M (argila expandida)	(kg/m ³)	181.32
Leca HD (argila expandida)	(kg/m ³)	223.84
Areia media natural	(kg/m ³)	462.20
Cimento CEM I 42.5 R	(kg/m ³)	400.00
Água	(l/m ³)	138.00
Superplastificante GleniumSky 617	(kg/m ³)	6.00
Relação Água/Ligante		0.40

Os cubos correspondentes a esta amassadura foram também colocados na câmara húmida durante 7 dias (Figura 3.5) e depois ensaiados.

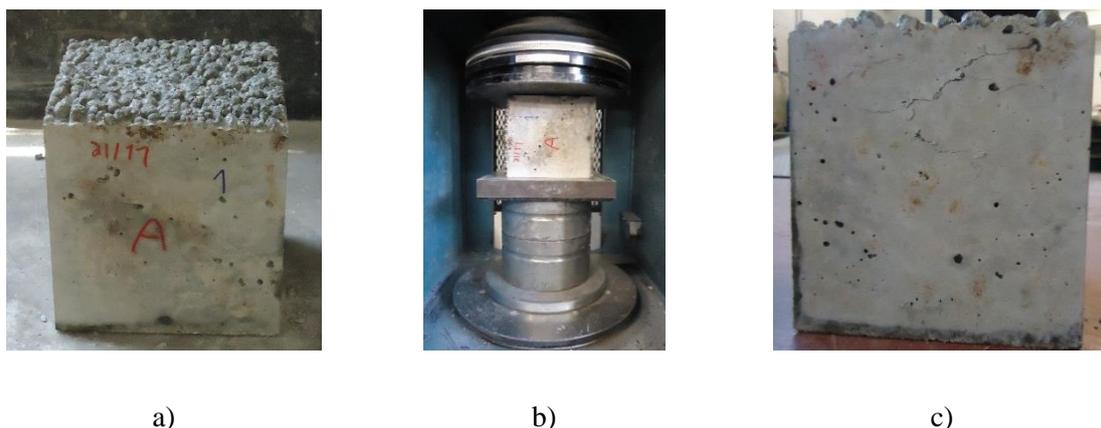


Figura 3.5 - Cubos de betão leve experimental constituído por Leca M e Leca HD

Os resultados dos ensaios encontram-se abaixo na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Resultados dos ensaios de compressão da composição 4 do betão leve de *Tipo 1*

Cubo	Data de betonagem	Data de ensaio	Peso (kg)	P_{max} (kN)	f_c (MPa)
Cubo 1			4.98	261.40	11.60
Cubo 2			5.06	294.00	13.10
Cubo 3	21/11/2012	28/11/2012	5.02	291.80	13.00
Cubo 4			5.24	283.70	12.60
Cubo 5			5.34	321.00	14.30

Verifica-se então que os resultados obtidos são bastantes parecidos aos resultados anteriormente apresentados Tabela 3.6. Decidiu-se então para os provetes realizados com betão leve de *Tipo 1* utilizar a composição 3, apresentada na Tabela 3.5.

3.1.4 Betão leve de Tipo 2: $f_{cm} = 30$ MPa

Em relação a este tipo de betão o procedimento de análise foi idêntico ao adotado na análise do betão leve descrito anteriormente.

Começou-se então por analisar a composição deste tipo de betão leve, utilizando apenas a argila expandida de tipo Leca HD, que corresponde à argila expandida mais densa que a empresa produtor disponibiliza no presente. Como referência, foram consideradas as composições desenvolvidas por Lourenço & Costa (2009) que estão disponíveis no site

da Saint - Gobain Portugal. A composição do betão leve é apresentada na Tabela 3.9 (ver anexo IV).

Tabela 3.9: Composição 1 do betão leve de *Tipo 2*

		Quantidade
Leca HD (argila expandida)	(kg/m ³)	484.82
Areia média Natural	(kg/m ³)	423.14
Cimento CEM I 42.5 R	(kg/m ³)	450.00
Água	(l/m ³)	161.70
Superplastificante GleniumSky 617	(kg/m ³)	6.00
Relação Água/Ligante		0.37

Após a betonagem dos cubos, estes foram colocados na camara húmida durante 5 dias. No 5º dia realizaram-se os ensaios a compressão.



a)

b)

Figura 3.6 - Cubos de betão leve com Leca HD

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão são apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10: Resultados dos ensaios de compressão em cubos obtidos a partir da composição 1 do betão leve de *Tipo 2*

Cubo	Data de betonagem	Data de ensaio	Peso (kg)	P_{max} (kN)	f_c (MPa)
Cubo 1			5.72	549.40	24.40
Cubo 2			5.88	744.00	33.10
Cubo 3	26/06/2012	04/07/2012	6.08	800.00	35.60
Cubo 4			6.01	981.00	46.60
Cubo 5			5.64	802.00	35.70
Cubo 6			5.66	805.00	35.80

Os resultados obtidos apresentam valores bastante enquadrados nos valores pretendidos. Nota-se que existe um valor, obtido no ensaio do cubo 1, que está abaixo do valor que se pretende e os restantes resultados estão um pouco acima do valor pretendido. Assim, procurou-se afinar a composição, utilizando novamente o Método de Faury (Anexo V). A 2ª composição do betão leve estudada é apresentada na Tabela 3.11. Este betão leve é posteriormente utilizado no fabrico dos provetes de tipo *push-out*. Este ajuste final foi realizado sem se terem ensaiado os correspondentes cubos à compressão.

Tabela 3.11: Composição 2 do betão leve de *Tipo 2*

		Quantidade
Leca HD (argila expandida)	(kg/m ³)	527.90
Areia média Natural	(kg/m ³)	514.40
Cimento CEM I 42.5 R	(kg/m ³)	450.00
Água	(l/m ³)	151.40
Superplastificante GleniumSky 617	(kg/m ³)	6.00
Relação Água/Ligante		0.37

3.2 Resistência à compressão e Módulo de elasticidade

Todos os provetes testados foram realizados com o betão leve anteriormente estudado. Na totalidade foram efetuadas 6 amassaduras e em cada uma delas foram betonadas as 2 lajes que compõem cada um dos provetes de tipo *push-out* e 6 provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (Figura 3.7) para controlo das propriedades mecânicas do betão fabricado. Com os provetes cilíndricos determina-se o módulo de elasticidade e a resistência a compressão.

Após cerca 28 dias da betonagem dos provetes de tipo *push-out* e dos provetes cilíndricos foram realizados os ensaios para determinar o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do betão utilizado no fabrico de cada provete de tipo *push-out*.



Figura 3.7 - Cilindros utilizados para a determinação das características do betão leve

Para determinar o módulo de elasticidade, foram colocados dois anéis metálicos a 1/3 e a 2/3 da altura do cilindro, tal como está representado na Figura 3.8. Os anéis foram devidamente colocados e apertados e colocaram-se três transdutores em pontos com o mesmo afastamento radial entre si, de modo a medir as deformações axiais sofridas pelos cilindros (Figura 3.8).

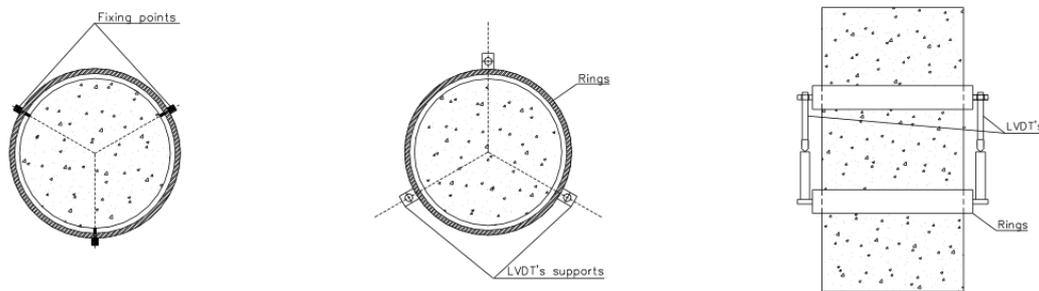


Figura 3.8 - Configuração do ensaio para a determinação do módulo de elasticidade (Valente, 2007)

Coloca-se o cilindro no pórtico e entre este e o atuador é colocada uma rótula, para que a carga seja sempre aplicada perpendicularmente ao cilindro (Figura 3.9).



a)

b)

Figura 3.9 - Montagem do ensaio para a determinação do módulo de elasticidade

Os procedimentos deste ensaio foram seguidos do seguinte modo:

- Uma carga crescente é aplicada no cilindro até se atingir o valor de 30% da sua resistência à compressão:
- A seguir à fase ascendente, a carga correspondente a $0,3 \times f_{cm}$ é mantida durante 30 segundos, definindo- um patamar;
- A carga diminui até valores próximos de zero, repetindo-se o processo para cinco ciclos de carga-descarga, tal como se mostra na Figura 3.10.

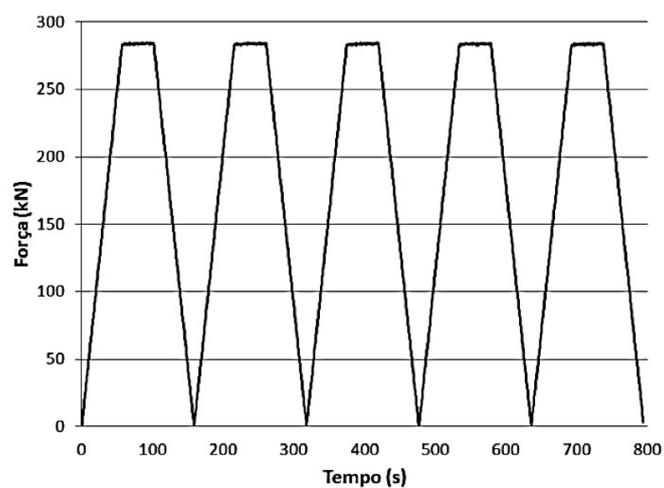


Figura 3.10 - Ciclos de carga e descarga

O valor do módulo de elasticidade é definido a partir da média dos valores de módulo de elasticidade obtidos em cada curva ascendente, e fazendo depois a média dos módulos de elasticidade obtidos nos vários provetes.

Em relação à resistência de compressão, o provete cilíndrico é levado até a rotura, tal como se mostra na Figura 3.11. Este ensaio tem uma duração cerca de 1 a 2 minutos.

Note-se de que a resistência a compressão é calculada através de uma simples equação que relaciona a carga máxima aplicada ao provete e a área da secção transversal do cilindro (equação 2.7)

$$f_{cm} = \frac{P_{max}}{A} \quad (2.7)$$

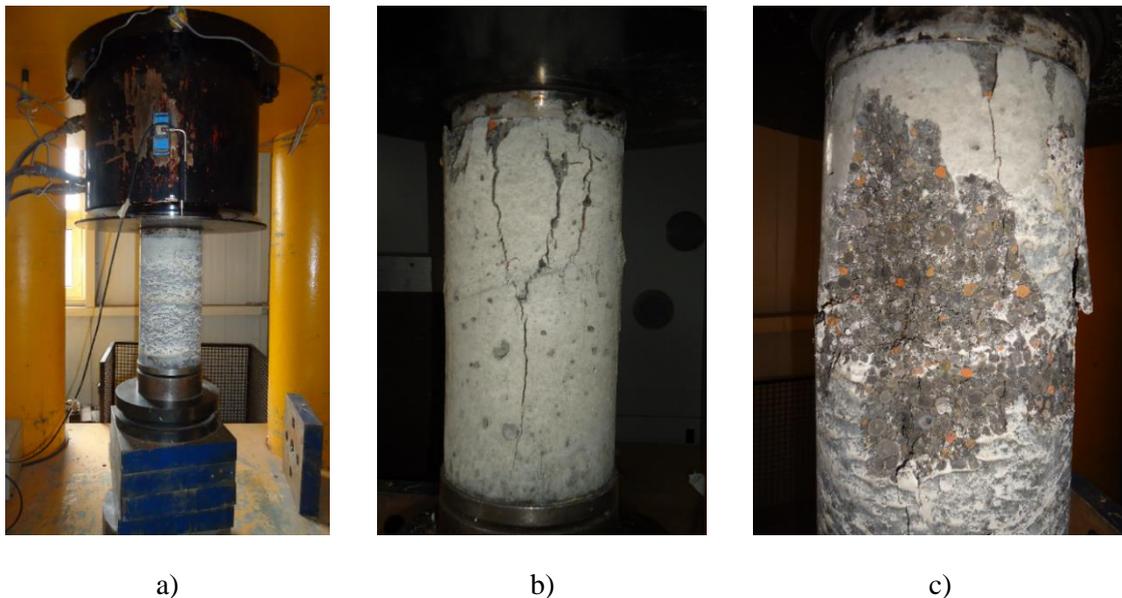


Figura 3.11 - Montagem e decorrer do ensaio para determinação da resistência à compressão

Na Tabela 3.12 e na Tabela 3.13 estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos provetes cilíndricos referente aos provetes de tipo *push-out* com betão leve de Tipo 1 ($f_{cm} = 15$ MPa) e aos provetes tipo *push-out* com betão leve de Tipo 2 ($f_{cm} = 30$ MPa), respetivamente.

Como os ensaios foram realizados com provetes cilíndricos provenientes de diversas amassaduras (uma por provete), era de esperar que os resultados obtidos apresentassem algumas diferenças. Considera-se que as pequenas diferenças não são relevantes e que

há bastante homogeneidade nas propriedades dos betões obtidos nas diversas amassaduras.

Infelizmente, não foi possível ensaiar provetes referentes à amassadura do provete BL6_D10_1, uma vez que o betão leve produzido não foi suficiente para obter cilindros, tendo sido todo utilizado na preparação do provete de tipo *push-out*.

Tabela 3.12: Propriedades do betão leve utilizado nos provetes de tipo *push-out* com betão leve de *Tipo 1*: $f_{cm} = 15$ MPa

Betão leve	Provetes	Data de betonagem	Data de ensaio	f_{cm} (MPa)	E_{lcm} (MPa)
Amassadura 5	PO_BL15_D6_1	06/02/2013	21/03/2013	14.51	14.85

Tabela 3.13: Propriedades do betão leve utilizado nos provetes de tipo *push-out* com betão leve de *Tipo 2*: $f_{cm} = 30$ MPa

Betão leve	Provetes	Data de betonagem	Data de ensaio	f_{cm} (MPa)	E_{lcm} (MPa)
Amassadura 1	PO_BL30_D6_1	09/07/2012	03/12/2012	30.30	16.92
Amassadura 2	PO_BL30_D6_2	22/01/2013	28/02/2013	30.29	20.42
Amassadura 3	PO_BL30_D10_1	10/10/2012	12/12/2012	25.96	20.14
Amassadura 4	PO_BL30_D10_2	23/01/2013	02/03/2013	29.32	20.88

4 PRODUÇÃO DOS PROJETES DE TIPO *PUSH-OUT*

4.1 Configuração do conector

O conector utilizado neste projeto, como foi referido anteriormente, é o conector *Crestbond* (Figura 4.1) que é obtido a partir do corte simétrico de uma chapa plana de aço, formando uma crista com saliências e reentrâncias trapezoidais que proporcionam resistência ao corte longitudinal e previnem a separação transversal entre o perfil metálico e a laje de betão (efeito de *uplift*).

Este é soldado ao perfil metálico na sua direção longitudinal e fica inserido na laje de betão após a betonagem. Durante a betonagem, as suas aberturas são preenchidas com betão formando pinos que conferem resistência ao corte horizontal e previnem a separação vertical entre a viga metálica e a laje de betão. O betão que fica dentro das aberturas do conector trabalha como um pino virtual. Quando a estrutura mista é solicitada, esses pinos resistem ao corte proporcionando resistência nas direções longitudinal e transversal. Considera-se a resistência dos pinos virtuais bastante considerável pois o betão encontra-se confinado na região das aberturas do conector.

Com os ensaios realizados com o conector *Crestbond* verifica-se que tanto a capacidade de carga como a ductilidade da conexão são influenciadas pela resistência à compressão e à tração do betão e pela armadura que passa no interior do conector.

Uma grande vantagem dos conectores em chapa dentada ou perfurada em relação aos conectores de tipo perno é ser possível controlar a capacidade resistente da conexão, variando a resistência do betão e a armadura passante.

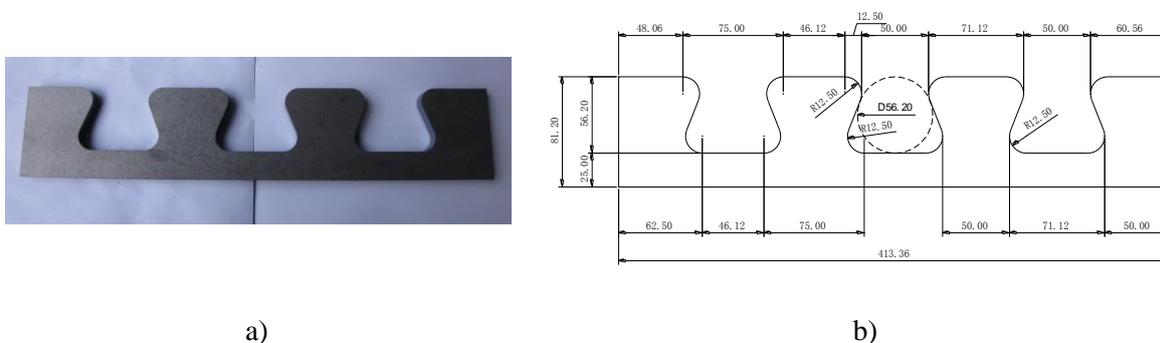


Figura 4.1 - Conector *Crestbond*, modelo CR50b-R12

4.2 Preparação das armaduras

O trabalho realizado iniciou-se com a montagem das armaduras. Foi decidido utilizar armaduras com 6 mm de diâmetro e armaduras com 10 mm de diâmetro, ambas da classe A500.

Em todos os provetes utilizados, as lajes possuíam armadura transversal, com algumas das barras transversais a passar nas aberturas do conector, como se mostra na Figura 4.2. Esta armadura que passa nas aberturas do conector é designada como armadura passante.

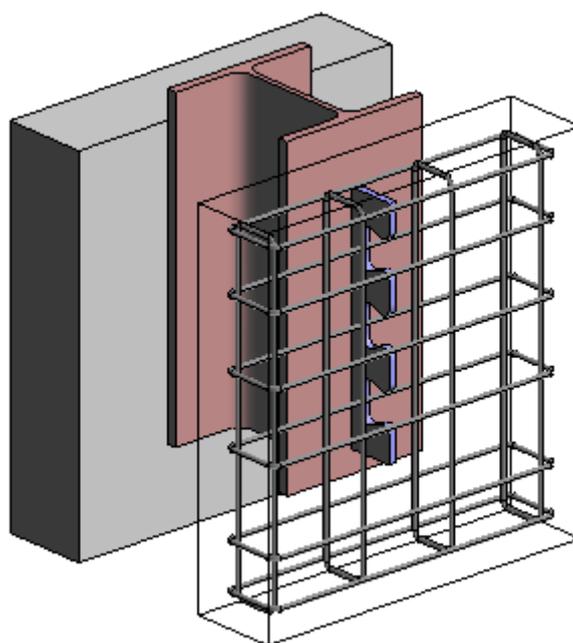
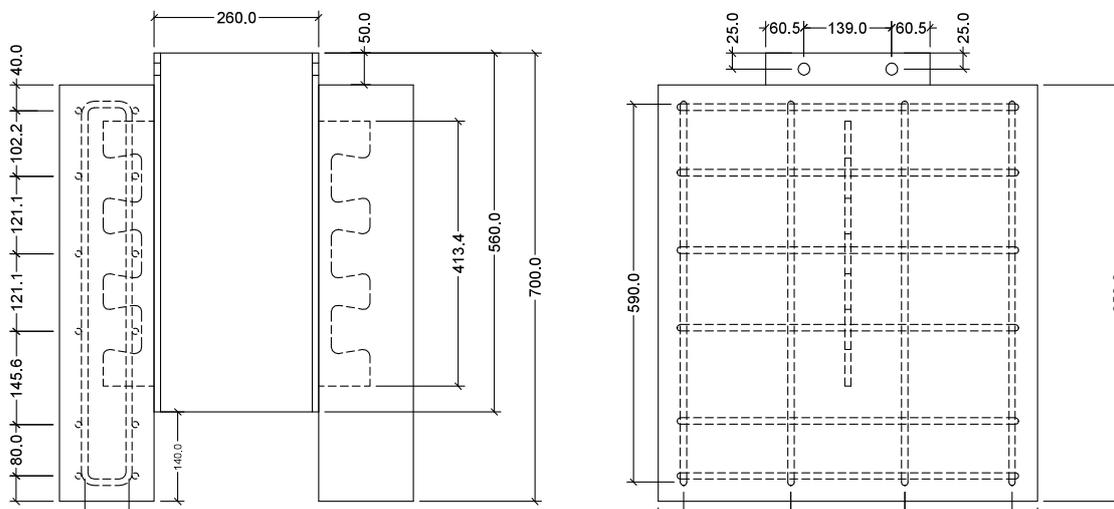


Figura 4.2 - Representação esquemática do provete e das armaduras (Veríssimo, 2007)

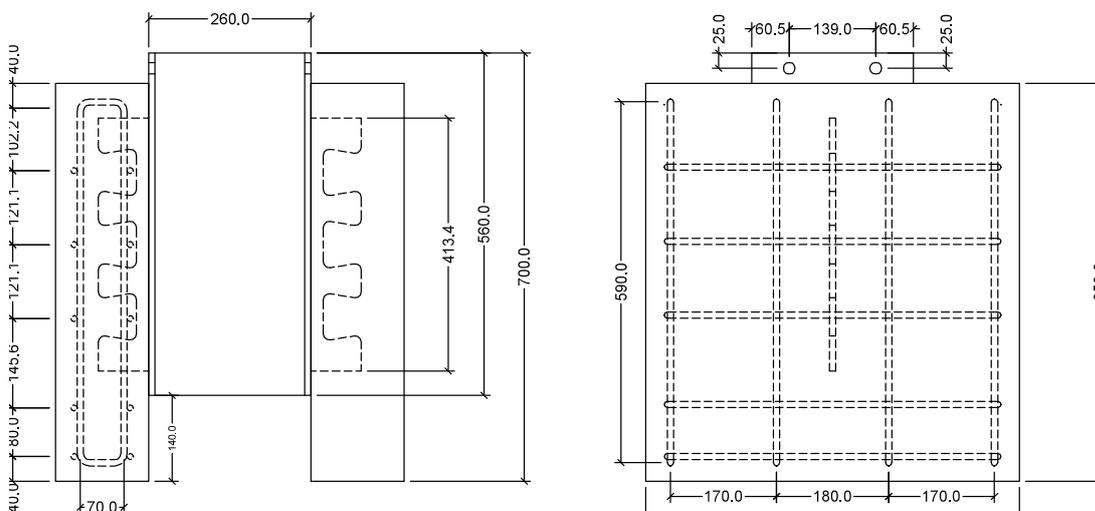
Na Figura 4.3 são apresentadas as configurações das armaduras, bem como o posicionamento dos conectores nos provetes.

Na montagem das armaduras utilizaram-se duas camadas de varões, tanto na direção vertical como na direção horizontal. Nos provetes com armadura de 6 mm de diâmetro, colocaram-se 6 varões em cada camada de armadura horizontal (varões N2 da Figura 4.3.a) e nos provetes com armadura de 10 mm colocaram-se 5 varões em cada camada de armadura horizontal (varões N2 da Figura 4.3.b). Em todos os provetes realizados colocaram-se 4 varões do correspondente diâmetro em cada camada vertical (varões N1

da Figura 4.3). Os varões colocados na vertical ficam posicionados interiormente à armadura colocada na posição horizontal (Figura 4.3 e Figura 4.4).



a) Provete com armadura de 6 mm



b) Provete com armadura de 10 mm

Figura 4.3 - Configuração do provete e das armaduras

Em qualquer dos provetes excutados, a armadura horizontal tem um recobrimento de 25 mm. A armadura vertical fica encostada e amarrada à armadura horizontal.

A armadura utilizada foi fornecida já cortada e dobrada. As “gaiolas” de armadura foram montadas da seguinte forma:

- Atam-se os varões de armadura vertical e horizontal, dois a dois, conforme as suas medidas. (Figura 4.3)
- Marcam-se as medidas dos pontos onde atar em cada um dos conjuntos de dois varões.
- Por fim, juntam-se e atam-se com arame as armaduras horizontais e verticais e monta-se a gaiola conforme está representado na Figura 4.4



a) Armadura com 6 mm de diâmetro



b) Armadura com 10 mm de diâmetro

Figura 4.4 - Montagem das armaduras

4.3 Preparação dos provetes – cofragem

Em cada provete, foi utilizada uma caixa de cofragem para cada laje, deixando uma abertura numa das faces para encaixe do perfil metálico, conforme representado na Figura 4.5.

As caixas foram construídas com placas de MDF hidrófugo de 22 mm de espessura.

Para além das duas caixas, foram colocados barrotes com arruelas e porcas, para manter o perfil metálico á face de cada uma das caixas e corretamente posicionado durante a betonagem, conforme mostrado na Figura 4.5.c e Figura 4.5.d. Assim, é possível

garantir que a geometria do provete corresponde aquela que foi inicialmente definida (Figura 4.5.b e Figura 4.5.c).

Para o processo da descofragem ser mais simples, todas as caixas de cada uma das lajes, estas foram pinceladas com óleo descofrante.

Todas as betonagens são realizadas em laboratório, devido á especificidade associada ao fabrico do betão leve utilizado, já que este não correntemente fabricado em centrais de betão pronto.



a)



b)



c)



d)

Figura 4.5 - Cofragens

4.4 Betonagem e descofragem

A execução dos vários provetes iniciou-se então com as betonagens referentes ao betão leve de resistência à compressão $f_{cm} = 30$ MPa, fabricado de acordo com a dosagem definida no Capítulo 3.

Com esta dosagem foram realizados 4 provetes, dois com armadura de diâmetro igual a 6 mm e outros dois com armadura de diâmetro igual a 10 mm.

Para cada provete, foram realizadas duas betonagens, uma vez que a capacidade do equipamento existente no laboratório era inferior à necessária para betonar as duas lajes do provete e os cilindros de controlo das propriedades do betão.

O primeiro passo para o fabrico de betão leve consiste na junção da areia com o agregado leve, que devem ser bem misturados até ser obtido um aspeto homogéneo. Para tal, contribui a adição de uma parte da água de amassadura, já que se os agregados estiverem completamente secos, a argila expandida terá tendência a sobrepor-se aos grãos de areia. Esta adição tem ainda a vantagem de permitir que a argila expandida absorva alguma água, pois trata-se de um agregado com elevada porosidade. A energia utilizada na realização da amassadura depende do equipamento utilizado. Algumas máquinas possuem uma energia excessiva para o tipo de agregado em causa, podendo provocar o seu esmagamento, o que deve ser evitado, sob pena de se alterarem as propriedades resistentes deste material. Para evitar esse esmagamento, desliga-se a máquina durante a betonagem, fazendo a mistura manualmente com utensílios próprios, como a “colher”, de modo a que o agregado leve se misture bem os restantes constituintes do betão.

O passo seguinte consiste na adição do cimento. Juntamente, é adicionada a maior parte da água, devendo resultar na completa hidratação do cimento. Junta-se o superplastificante, cuja utilização tem dois objetivos: a redução da água utilizada na amassadura e o aumento da trabalhabilidade. Cerca de 20% da quantidade total de água é adicionada à mistura com o superplastificante nesta fase final.

A betonagem desenvolve-se em duas fases. Na primeira fase da betonagem, enche-se metade de cada uma das lajes com betão, sendo estas metades vibradas. Enchem-se também 3 cilindros, sendo estes vibrados quando estão parcialmente preenchidos com betão e depois de estarem completamente cheios. Estes cilindros são identificados como cilindros de primeira fase.

Na segunda fase da betonagem, procura-se obter um betão que seja o mais parecido possível com o betão da primeira fase. quando este está pronto, enche-se a segunda metade de cada uma das lajes, sendo estas mais uma vez vibradas. Por fim, enchem-se mais 3 cilindros, repetindo-se o procedimento anteriormente descrito (Figura 4.6 e Figura 4.7).



a) Leca HD



b) Leca HD misturada com areia



c) Adição de cimento e adição de água



d) Realização da mistura



e) Fase final do processo de mistura



f) Aspeto final do betão leve

Figura 4.6 – Realização da amassadura do betão leve de *Tipo 2*: $f_{cm} = 30$ MPa

Na Figura 4.7 são apresentadas imagens de um dos provetes onde foi utilizado betão leve com resistência à compressão $f_{cm} = 30$ MPa e correspondentes cilindros.



a) Colocação do betão no molde



b) Cilindros e provete betonados

Figura 4.7 – Provelte e cilindros betonados

Os provetes foram descofrados 2 a 3 dias após as respetivas betonagens e foram mantidos no local da betonagem até o betão atingir os 28 dias de idade (Figura 4.8). Como a cofragem é toda aparafusada, o processo de descofragem é bastante simples, bastando apenas desaparafusar as várias partes da cofragem. Após os 28 dias, os provetes foram transportados até pátio onde foram ensaiados e cada um deles foi pintado de branco para que durante o ensaio fosse possível identificar e observar a evolução das fendas. Cada provete pesava cerca de 300 kg.



Figura 4.8 - Provetes descofrados

Os cilindros também foram descofrados 2 a 3 dias após a betonagem e de seguida foram colocados na câmara húmida até atingirem os 28 dias (Figura 4.9). Após os 28 dias, os cilindros foram transportados para o pórtico de ensaio, juntamente com os provetes de tipo *push-out*.



Figura 4.9 - Cilindros descofrados

Os últimos dois provetes foram executados com o betão leve de resistência à compressão $f_{cm} = 15$ MPa.

Nestes dois provetes, realizou-se um provete com armadura de diâmetro igual a 6 mm e outro provete com uma armadura de diâmetro igual a 10 mm.

As betonagens destes provetes foram realizadas seguindo procedimentos similares aos que já tinham sido utilizados nos provetes anteriores. A diferença principal está na fase inicial, na mistura inicial dos dois tipos de argila expandida utilizados, seguida da mistura de areia. Todos os componentes devem ser bem envolvidos, até se obter um aspeto homogéneo da mistura (Figura 4.10).



a) Mistura de Leca M com Leca HD



b) Agregados leves misturados com areia



c) Aspeto homogéneo da mistura de argila expandida, areia e parte da água



d) Adição de cimento



e) Adição de água e superplastificante



f) Aspeto final do betão leve

Figura 4.10 – Realização da amassadura do betão leve de *Tipo 1*: $f_{cm} = 15$ MPa

Na Figura 4.11 são apresentadas imagens de um dos provetes betonados e respetivos cilindros.



a) Cilindros betonados



b) Aspeto final do provete

Figura 4.11 - Provelte e cilindros betonados

Em resumo, foram executados um total de seis provetes, dos quais dois deles foram betonados com betão leve de *Tipo 1* ($f_{cm} = 15$ MPa) e os restantes quatro foram realizados com betão leve do *Tipo 2* ($f_{cm} = 30$ MPa).

5 ENSAIOS DE TIPO *PUSH-OUT*

5.1 Introdução

A ligação entre as lajes de betão e a viga metálica é conseguida através da colocação de conectores *Crestbond* que são soldados à viga metálica e ficam posteriormente embebidos nas lajes de betão. O comportamento desta ligação pode ser simulado através de um ensaio de tipo *push-out*, com o qual se consegue avaliar o comportamento da conexão e os mecanismos de rotura associados ao betão e aos conectores.

Os esforços instalados nos conectores resultam diretamente das forças introduzidas pelo atuador. É também possível medir o escorregamento entre a laje de betão e o perfil metálico. Assim, os resultados são obtidos de forma direta, sendo esta uma grande vantagem deste ensaio.

A configuração dos provetes utilizados neste tipo de ensaio está descrita no Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1). A geometria do provete consiste em duas lajes de betão armado posicionadas verticalmente e ligadas aos banzos de um perfil metálico através de conectores metálicos (ver Figura 4.2).

Como se trata de um provete com simetria, produz-se um esforço de corte ao longo da interface entre a laje de betão e o perfil metálico, em ambos os lados do provete. (Figura 5.1)

As lajes de betão têm as dimensões $650 \times 600 \times 150 \text{ mm}^3$.



Figura 5.1 - Pórtico utilizado para o ensaio do tipo *Push-out*

5.2 Equipamento de ensaio

O equipamento utilizado para a realização de ensaios *push-out* encontra-se no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho. Este é composto por um atuador hidráulico com capacidade de 5000 kN e curso máximo de 80 mm, montado no interior de um pórtico de reação. Todo o circuito hidráulico é controlado por *software* e um sistema eletrónico.

O pórtico é constituído por duas chapas maciças de aço estrutural, tendo cada uma delas 200 mm de espessura. As duas chapas são separadas por quatro colunas tubulares ocas com 270 mm de diâmetro exterior. A ligação entre as chapas de 200 mm de espessura e os tubos de aço é realizada por meio de barras *Macalloy* pré-esforçadas, inseridas no interior dos tubos e ancoradas nas chapas. Todo este conjunto garante que o sistema funciona como um pórtico auto-equilibrado de muito elevada rigidez.

O atuador possui duas células de pressão internas e dois transdutores de deslocamento externos, possibilitando ensaios com controlo de força ou de deslocamento.

Este sistema tem como finalidade aplicar cargas de compressão, o que é apropriado para ensaios do tipo *push-out*.

Para além desses dois transdutores internos, existem outros transdutores externos que podem ser utilizados de acordo com cada ensaio. No caso presente, alguns deles são usados para medir o escorregamento entre o perfil metálico e as lajes de betão e um transdutor mede a separação horizontal entre as duas lajes de betão (Figura 5.2).

5.3 Preparação do ensaio

A preparação do ensaio inicia-se com a colocação do provete no pórtico. Para tentar reduzir algumas imperfeições nas bases das lajes de betão, é colocada uma folha de neoprene sob cada uma das bases.

Sobre o provete é colocada uma chapa de aço espessa com uma concavidade na qual é assente uma rótula. A concavidade e a rótula possuem superfícies concordantes para permitir a distribuição da carga. A superfície de contacto entre a rótula e a concavidade da chapa é lubrificada de forma que este contacto permita os ajustes necessários entre o atuador e o provete.

De seguida, colocam-se transdutores de deslocamento. Para obter informação adequada relativa ao desenvolvimento do ensaio, o provete é instrumentado com 5 transdutores de deslocamento. Quatro desses transdutores são utilizados para medir o escorregamento entre o conector e as lajes de betão ao longo do ensaio. Para a sua fixação, recorre-se a suportes metálicos em forma de “L”. Um dos suportes é colado à laje de betão, suportando o sensor, enquanto outro suporte é colado ao perfil metálico, servindo de base ao sensor. Coloca-se também um transdutor para medir a separação horizontal entre as lajes de betão.

As leituras dos transdutores são registadas pelo software de controlo do ensaio em intervalos regulares de tempo. Toda a descrição anteriormente descrita é apresentada na Figura 5.2.

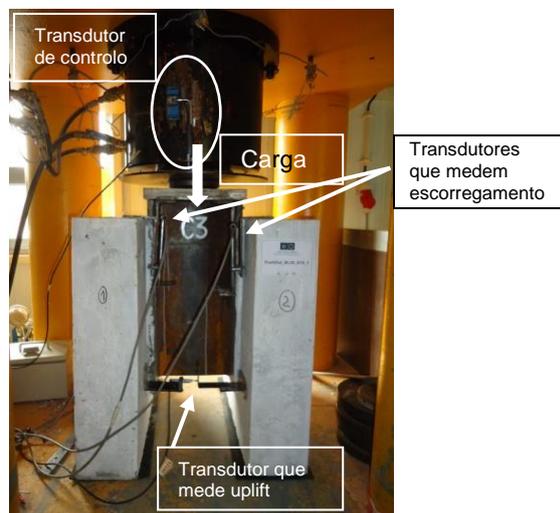


Figura 5.2 - Estrutura de reação e instrumentação para o ensaio de tipo *push-out*

A configuração do ensaio utilizada para todos os provetes ensaiados está representada na Figura 5.3.



a) Vista frontal do provete b) Vista posterior do provete

Figura 5.3 - Configuração de ensaio utilizada em todos os provetes

5.4 Procedimentos de ensaio

Para realizar o ensaio de tipo *push-out*, programa-se um algoritmo com cinco fases distintas, como pode ser visto no esquema representado na Figura 5.4. O software utilizado, o DynaTester, permite programar a aplicação do carregamento de acordo com as várias fases distintas, que são esquematicamente representadas na Figura 5.4.

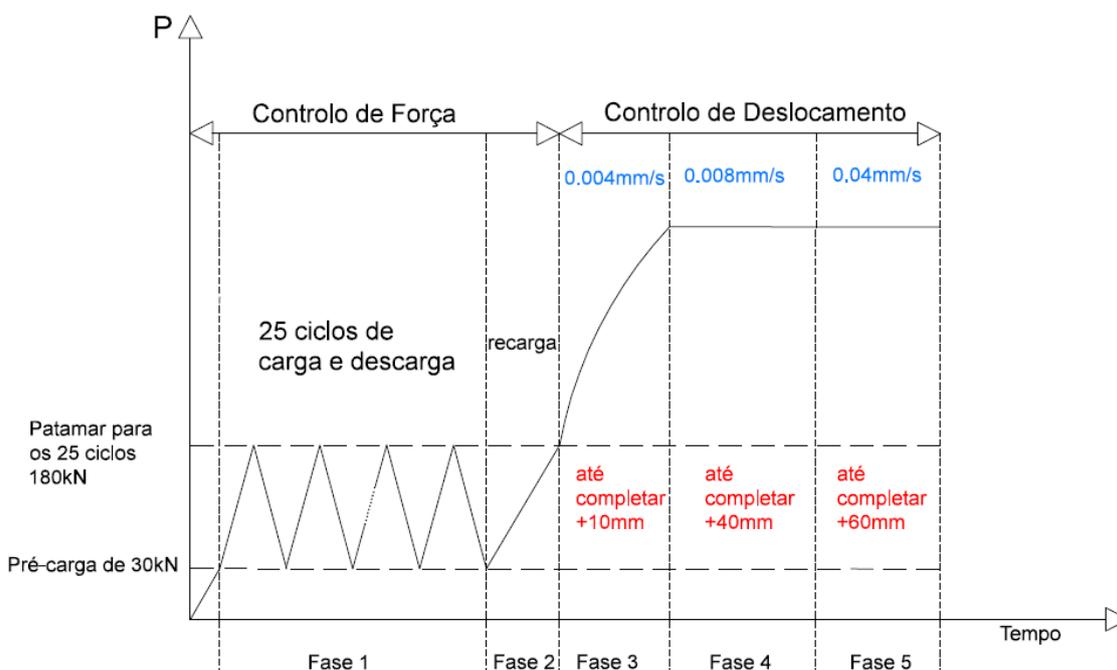


Figura 5.4 - Esquema do carregamento do ensaio do tipo *push-out*

Como se pode observar na Figura 5.4, numa primeira fase do ensaio foi aplicada uma pré-carga de 30 kN. De seguida são executados 25 ciclos de carga e descarga com controlo de força, numa faixa entre 5% e 30% da carga de rotura estimada. A rotura estimada foi considerada a partir de resultados anteriormente estudados noutros trabalhos. Neste caso, considerou-se o intervalo entre 30 e 180 kN. Esta primeira fase (Fase 1 + Fase 2) tem uma duração de 25 minutos.

Após os 25 ciclos de carga e descarga, o ensaio passa a ser controlado pelo deslocamento do atuador, respeitando a velocidade de 0.004 mm/s (Fase 3). O ensaio prossegue pelo menos até que a carga aplicada seja inferior a 80% da carga máxima. A velocidade de deformação é aumentada, após se atingir a carga máxima no ensaio (Fase 4 e Fase 5). Em todos os provetes, a duração total dos ensaios correspondeu a cerca de 2h.

Em resumo:

Fase 0: pré carga de 30 kN;

Fase 1: 25 ciclos carga-descarga entre 5% e 30% P_{max} . (entre 30 e 180kN);

Fase 2: aplicação de carregamento linearmente crescente entre 5% e 30% P_{max} ;

Fase 3: aplicação de deformação à velocidade de 0,004 mm/s até se desenvolver uma deformação relativa igual a 10 mm;

Fase 4: aplicação de deformação à velocidade de 0,008 mm/s até se desenvolver uma deformação relativa igual a +40 mm;

Fase 5: aplicação de deformação à velocidade de 0,04 mm/s até se desenvolver uma deformação relativa igual a +60mm.

5.5 Evolução da fendilhação e modos de rotura

5.5.1 Provetes com betão leve de *Tipo 1*: $f_c = 15$ MPa

Na Figura 5.5 numeram-se as várias faces dos provetes, de modo a facilitar a identificação do aparecimento de fendas no texto que se segue.

Nos dois ensaios com provetes onde se utiliza betão leve de Tipo 1, ambos os provetes tiveram um comportamento similar. A fendilhação dos provetes tem início com a

abertura de uma fenda vertical posicionada abaixo do perfil. As primeiras fendas ocorreram abaixo do perfil metálico, nas faces interiores das lajes de betão (face 4 representada na Figura 5.5), para carregamentos totais entre 200 e 300 kN (valor de carga total). Ao longo do ensaio e com o aumento da carga apareceram mais fendas no mesmo local.

Após ser atingida a carga máxima, esta mantém-se aproximadamente constante durante algum tempo e nessa fase aparecem fendas nas faces interiores (faces 4) do provete, a meia altura, e nas frentes das lajes (faces 1). Ao longo do ensaio, a carga aplicada ao provete vai diminuindo muito lentamente, mas a certa altura esta volta a subir até atingir valores muito próximos da carga máxima. Até terminar o ensaio, a carga mantém-se aproximadamente constante, sempre em valores próximos de 300 kN.

Nas faces exteriores das lajes (faces 2) não apareceram fendas, permanecendo intactas.

Em todos os provetes a duração total dos ensaios correspondeu a cerca de 1h30m.

O mecanismo de rotura observado nos ensaios de provetes de tipo *push-out* com o conector *Crestbond* e lajes de betão leve está relacionado com a rotura do betão, resultando da fendilhação anteriormente descrita e do esmagamento do betão posicionado na frente do conector. Os conectores e os respetivos cordões de soldadura permanecem intactos ou quase intactos no final de cada ensaio.

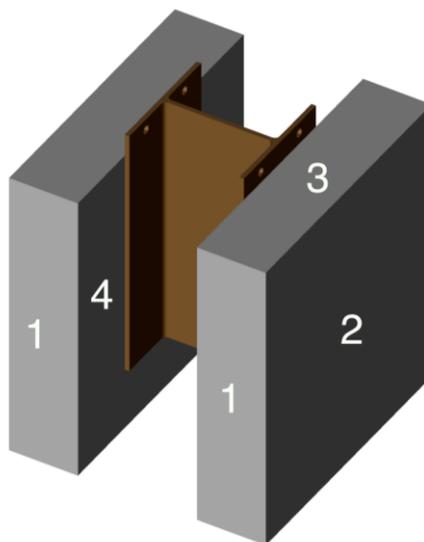


Figura 5.5 – Esquema do provete de identificação das faces

Da Figura 5.6 à Figura 5.16 apresentam-se várias imagens captadas durante os ensaios realizados.

Na Figura 5.6 são apresentadas imagens com a evolução das fendas no provete PO_BL_15_D6_1 ao longo do ensaio.

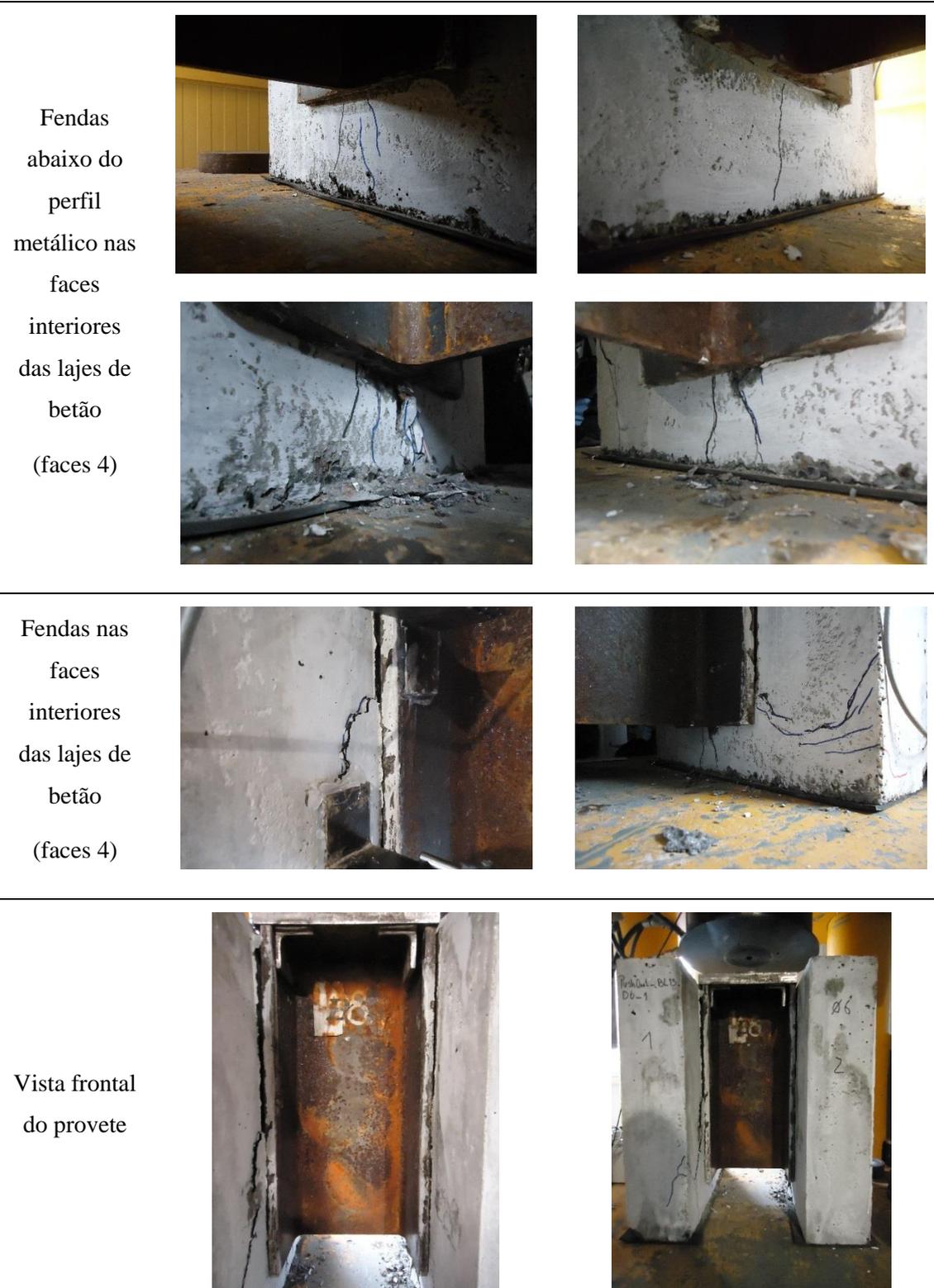


Figura 5.6 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL15_D6_1

Na Figura 5.7 apresentam-se imagens dos conectores no final do ensaio realizado com o provete PO_BL15_D6_1, após estes terem sido retirados do interior das lajes de betão leve.

Como se pode verificar, os conectores permanecem quase intactos após o ensaio, não apresentando deformação visível a olho nu. Em relação á armadura nota-se uma baixa deformação. Verifica-se que a armadura transversal apresenta deformação localizada junto ao conector, devido ao deslizamento vertical do perfil metálico em relação às lajes de betão.



Figura 5.7 - Aspeto final do provete PO_BL15_D6_1, após realização de ensaio

Na Figura 5.8 são apresentadas imagens com a evolução da fendilhação no provete PO_BL_15_D10_1 ao longo do ensaio.



Figura 5.8 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL15_D10_1

5.5.2 Provetes com betão leve de *Tipo 2*: $f_c = 30$ MPa

Nos quatro ensaios com provetes onde se utiliza betão leve de Tipo 2, os provetes ensaiados não apresentam fendilhação observável no final da Fase 2 (fase de carregamento cíclico). Quando o ensaio passa a ser controlado por deslocamento, o que acontece a partir da Fase 3, verifica-se que os provetes começam a apresentar fissuras.

Em todos os provetes a duração total dos ensaios correspondeu a cerca de 2 horas. Durante os vários ensaios não existe perda total de carga e o ensaio dá-se por terminado quando ultrapassa as cinco fases referidas no capítulo 5.4 e quando se considera que já se conseguiu registar a informação mais relevante.

As fendas nos provetes com armaduras de 10 mm de diâmetro são mais pronunciadas e numerosas.

Na Figura 5.9 e na Figura 5.10 apresentam-se várias imagens captadas durante o ensaio do provete PO_BL30_D6_1. Na Figura 5.9 apresentam-se imagens com a evolução das fendas neste provete ao longo do ensaio.

As primeiras fendas aparecem aos 500 kN na face exterior da laje (faces 2). A segunda fenda aparece por volta dos 600 kN, na mesma face exterior da laje onde ocorreu a primeira fenda. No decorrer do ensaio, e com o aumento da carga, as fendas foram crescendo com uma orientação vertical até ao topo da laje e foram aparecendo novas fendas.

Aos 54 minutos do ensaio o perfil tende a separar-se da Laje 1. Durante o ensaio as fendas nas faces exteriores da laje são numerosas, para além destas fendas, aos 65 minutos desenvolvem-se fendas nas faces interiores da laje por baixo do perfil.

A face exterior da Laje 2 ficou mais fendilhada do que a face exterior da Laje 1 (Figura 5.9).

Fendas abaixo do
perfil metálico na
face interior das
lajes de betão
(faces 4)



Fendas nas faces
exteriores das
lajes de betão
com orientação
vertical ou
inclinada
(faces 2)

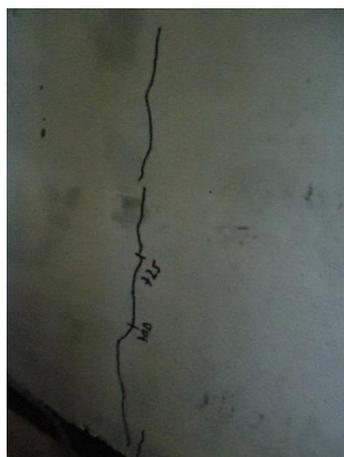


Figura 5.9 – Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL30_D6_1

Na Figura 5.10 são apresentadas imagens do provete PO_BL30_D6_1, obtidas no final do ensaio assim como nos conectores, após destruição do provete. Os conectores mantiveram-se quase intactos até ao final do ensaio. Na armadura transversal nota-se alguma deformação.

Vista frontal
do provete
após o ensaio
(faces 1)



Conector, após
ser retirado da
laje e zona da
laje onde foi
retirado o
conector



Figura 5.10 - Aspeto final do provete PO_BL30_D6_1, após realização de ensaio

Na Figura 5.11 apresentam-se imagens com a evolução das fendas no provete PO_BL30_D6_2 ao longo do ensaio.

Neste ensaio, a primeira fenda foi observada na face exterior da laje. Esta fenda iniciou-se os 29 minutos, para uma carga de 650 kN. A segunda fenda apareceu aos 31 minutos para uma carga de 660 kN na mesma face exterior da laje.

No decorrer do ensaio, e com o aumento da carga, as fendas também evoluem com uma orientação vertical e aparecem fendas nas duas faces exteriores (faces 2) das Lajes 1 e 2.

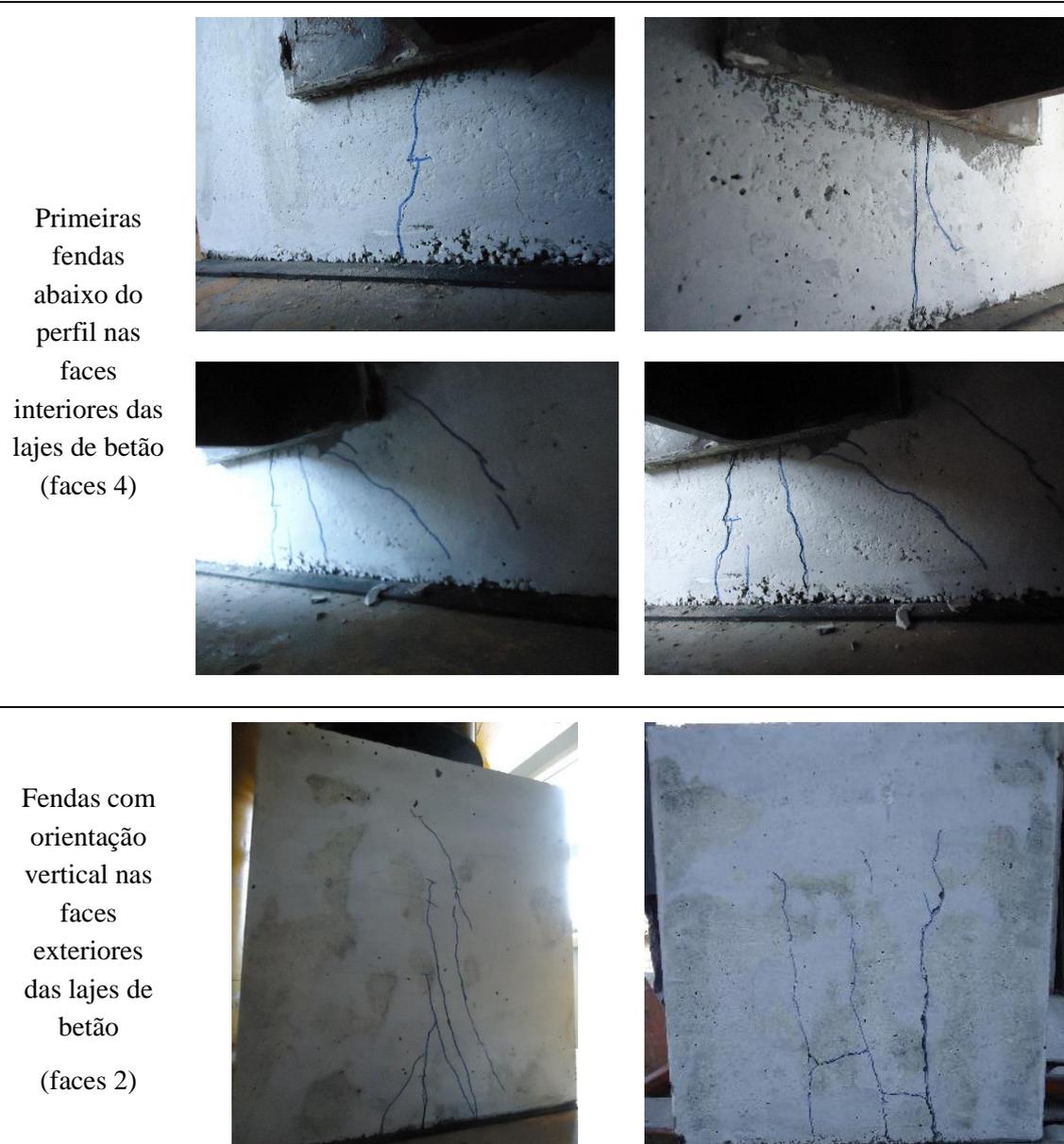


Figura 5.11 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL30_D6_2

Aos 50 minutos atinge-se uma carga total de 740 kN, valor que de seguida começa a diminuir.

Nesta fase mais avançada surgem fendas nas faces interiores das lajes por baixo do perfil (faces 4), que vão aumentando no decorrer do ensaio.

A face exterior da Laje 2 ficou mais fendilhada do que a face exterior da Laje 1.

Na Figura 5.12 são apresentadas imagens do provete PO_BL30_D6_2 no final do respetivo ensaio, onde se pode verificar que a zona localizada abaixo do perfil metálico

está bastante fendilhada (faces 4). É também possível observar o estado dos conectores após o ensaio e após estes terem sido retirados das lajes de betão. Os conectores mantiveram-se sem grande deformação como os do provete PO_BL30_D6_1, embora se observe no conector do provete PO_BL30_D6_2 que o dente exterior tem uma pequena deformação.

Zona abaixo
do perfil
metálico na
face interior
das lajes
(faces 4)



Vista frontal
do provete
(faces 3)



Conector e
laje de betão
armado após
retirada deste



Figura 5.12 - Aspeto final do provete PO_BL30_D6_2, após realização de ensaio

Na Figura 5.13 apresentam-se imagens que mostram a evolução das fendas no provete PO_BL_30_D10_1, ao longo do ensaio.

Fendas
abaixo do
perfil na face
interior das
lajes
(faces 4)



Fendas na
face exterior
da laje de
betão e vista
frontal do
provete
(faces 2)



Fendas nas
faces
interiores
das lajes de
betão
(faces 1 e 4)



Figura 5.13 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL30_D10_1

Neste decorrer de ensaio, a primeira fenda aparece para uma carga total de 650 kN nas duas faces interiores das lajes (faces 4) por baixo do perfil metálico. Ao longo do ensaio,

com o aumento da carga aparece uma fenda pequena com orientação vertical na face exterior da Laje 1. Este fenda teve um crescimento bastante reduzido.

Aos 800 kN o ensaio passa a ser controlado por deslocamento (3ª fase). Aos 53 minutos a carga começa a descer. Aparecem fendas nas faces interiores das lajes (faces 4), na zona superior (faces 3), junto ao lado do perfil metálico,

No decorrer do ensaio, aparecem mais fendas e dá-se um crescimento das fendas já existentes nas faces interiores das lajes (faces 4).

Na Figura 5.14 são apresentadas imagens do provete PO_BL30_D10_1 no final do ensaio e também imagens dos conectores após serem retirados das lajes de betão.

Os conectores permaneceram quase intactos, observando-se no último dente exterior do conector alguma deformação, pois apresenta-se um pouco dobrado. A armadura transversal apresenta pequena deformação.

Fendas nas
frentes das
lajes de betão



Conectores



Figura 5.14 - Aspeto final do provete PO_BL30_D10_1, após realização de ensaio

Na Figura 5.15 são apresentadas imagens com a evolução das fendas no provete PO_BL_30_D10_2, ao longo do ensaio. Neste ensaio a primeira fenda aparece aos 670 kN nas duas faces interiores das lajes (faces 4), por baixo do perfil metalico, com uma orientação vertical.

Fendas abaixo do
perfil na face
interior das lajes
(faces 4)



Fendas nas faces
exteriores das
lajes de betão
(faces 2)



Fendas nas faces
interiores das
lajes de betão
(faces 4)



Figura 5.15 - Evolução da fendilhação nas lajes do provete PO_BL30_D10_2

Com o aumento da carga, aos 760kN o provete começa a fendilhar bastante. Aparcem fendas nas faces exteriores das lajes com orientação vertical, nas faces interiores das lajes ao lado do perfil metalico a meio da laje com orientação horizontal e nas frentes das lajes com orientação vertical. Ao longo do ensaio há um crescimento das fendas e ocorrem ainda mais fendas. Este provete ficou bastante fendilhado.

Na Figura 5.16 são apresentadas imagens do provete na fase posterior ao ensaio e dos respetivos conectores. Os conectores permaneceram quase intactos e a armadura transversal não apresentou deformação vertical. A deformação que se observa na armadura transversal é direcionada para o exterior da laje e resulta essencialmente da retirada do conector.

Fendas na
face das lajes
de betão



Laje de betão
após retirada
do conector



Conector



Figura 5.16 - Aspeto final do provete PO_BL30_D10_2, após realização de ensaio

Os conectores e os respectivos cordões de soldadura permanecem intactos ou quase intactos no final do ensaio.

De um modo global, pode observar-se que a fendilhação dos vários provetes com armadura de 10mm testados tem início com a abertura de uma fenda vertical na zona abaixo do conector. À medida que o carregamento é incrementado, essa fenda propaga-se pela laje na direção longitudinal até atingir o topo da mesma. Nos provetes com armadura de 6mm a fendilhação inicia-se nas faces exteriores com uma orientação vertical que vai crescendo á medida que o carregamento aumenta. Ao longo do ensaio também aparecem fendas por baixo do perfil metálico. Nos provetes com maior quantidade de armadura transversal, verifica-se que a fendilhação nas lajes é maior.

A zona mais fendilhada dos provetes em geral é a zona por baixo do perfil metálico.

Relativamente aos conectores, estes em quase todos os provetes mantiveram-se intactos ou apenas com pequena deformação no dente extremo, e o mesmo aconteceu com a armadura. A armadura de 6 mm apresentou maior deformação do que a armadura de 10 mm.

A zona mais fendilhada num modo geral é a zona por baixo do perfil metálico.

Relativamente aos conectores, em todos os provetes de um modo geral, mantiveram-se quase intactos, tal como a armadura transversal. A armadura apresentou deformação pouco significativa.

5.6 Resultados obtidos

5.6.1 Provetes de betão leve de *Tipo 1*: $f_c = 15$ MPa

Na Tabela 5.1 são apresentados os resultados dos ensaios realizados em provetes onde se utiliza betão leve de Tipo 1. Os resultados são apresentados em termos de valores máximos (P_{max}) e característicos (P_k) da capacidade de carga e valor do escorregamento último (S_u).

Tabela 5.1 - Resultados obtidos com Crestbond em lajes maciças de betão leve $f_c = 15$ MPa

Provete	Conector	Betão		Armadura			P_{max} (kN)	P_{Rk} (kN)	s_u (mm)
	Geometria do conector	idade	f_{cm}	Φ	A_{tr}	f_y			
		(dias)	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)	(N/mm ²)			
PO BL15_D6_1	CR50b-R12	46	14,51	6	339.3	500	276.6	249.0	16.81
PO BL15_D10_1	CR50b-R12	78	15,00*	10	785.4	500	273.0	245.7	17.06

f_{cm} – valor médio da resistência à compressão do betão, à data de ensaio

Φ – Diâmetro dos varões utilizados no provete

A_{tr} – área total de armadura transversal existente em cada laje

P_{max} – força máxima, por conector, obtida no decorrer do ensaio de tipo *push-out*

P_k – força característica (= $0.9P_{max}$), por conector, obtida no decorrer do ensaio

s_u – escorregamento correspondente ao valor de P_k (ver Figura 2.15)

* - o valor de resistência à compressão não foi determinado por falta de provetes; neste caso tomou-se como estimativa o valor nominal

Na Figura 5.17 e na Figura 5.18 pode observar-se relação entre força aplicada e escorregamento obtida nos ensaios dos provetes BL15_D6_1 e BL15_D10_1, respetivamente.

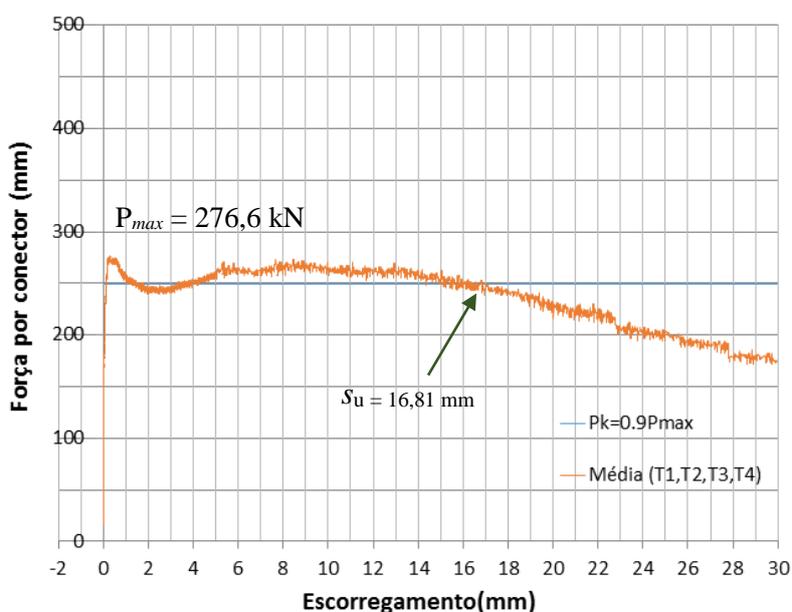


Figura 5.17 - Evolução da força aplicada e do escorregamento durante o ensaio do provete PO_BL15_D6_1

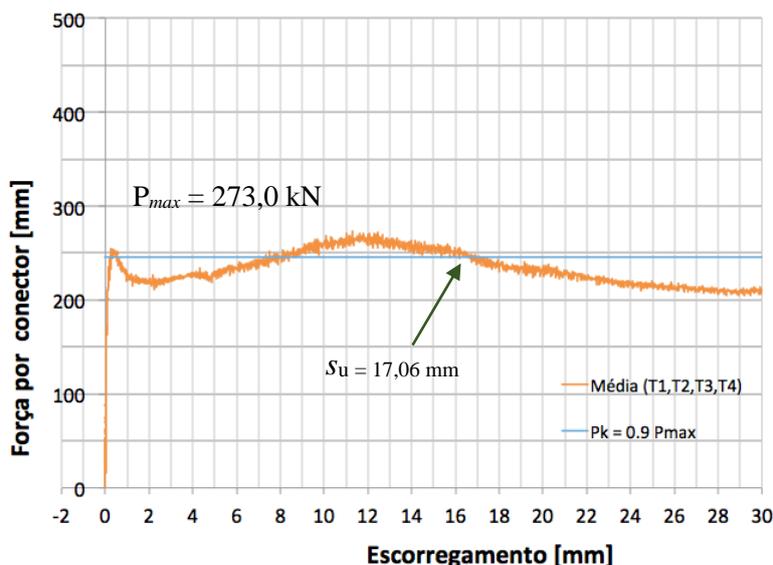


Figura 5.18 - Evolução da força aplicada e do escorregamento durante o ensaio do provete PO_BL15_D10_1

Ao comparar os provetes PO_BL15_D6_1 e PO_BL15_D10_1, nota-se que o provete que apresenta maior capacidade resistente é o primeiro, o que não seria de esperar pois tem menos quantidade de armadura transversal. Conclui-se que para esta classe de betão leve, o aumento da área de armadura transversal não incrementa a capacidade resistente da conexão. Ou seja, o acréscimo de capacidade de carga que provém do aumento de armadura transversal não chega a ser mobilizado e a razão para tal encontra-se na fendilhação e rotura associadas à laje de betão que condicionam o valor da carga máxima.

A evolução da curva força-escorregamento é muito similar para os dois provetes. Verifica-se uma perda de carga significativa, de cerca de 15% em relação à carga máxima atingida, logo após ser atingido o 1º pico de carga, que ocorre para valores de deslizamento inferiores a 1 mm. A partir de valores de escorregamento próximos de 2 mm, ambos os provetes demonstram uma capacidade de recuperação que leva a que o valor de carga se aproxime ou mesmo ultrapasse o valor registado no 1º pico de carga. Um 2º pico de carga é atingido para valores de escorregamento que variam entre os 8 e os 12 mm. A partir desse 2º pico de carga, os provetes vão perdendo capacidade de carga de forma bastante gradual e lenta, sendo capazes de demonstrar uma capacidade de carga igual a 90% do valor máximo atingido para valores de escorregamento que rondam os 16 mm em ambos os provetes.

Na Figura 5.19 apresenta-se um gráfico com todas as curvas dos correspondentes aos dois provetes PO_BL15 testados, onde se verifica que a evolução da relação força-escorregamento é bastante similar.

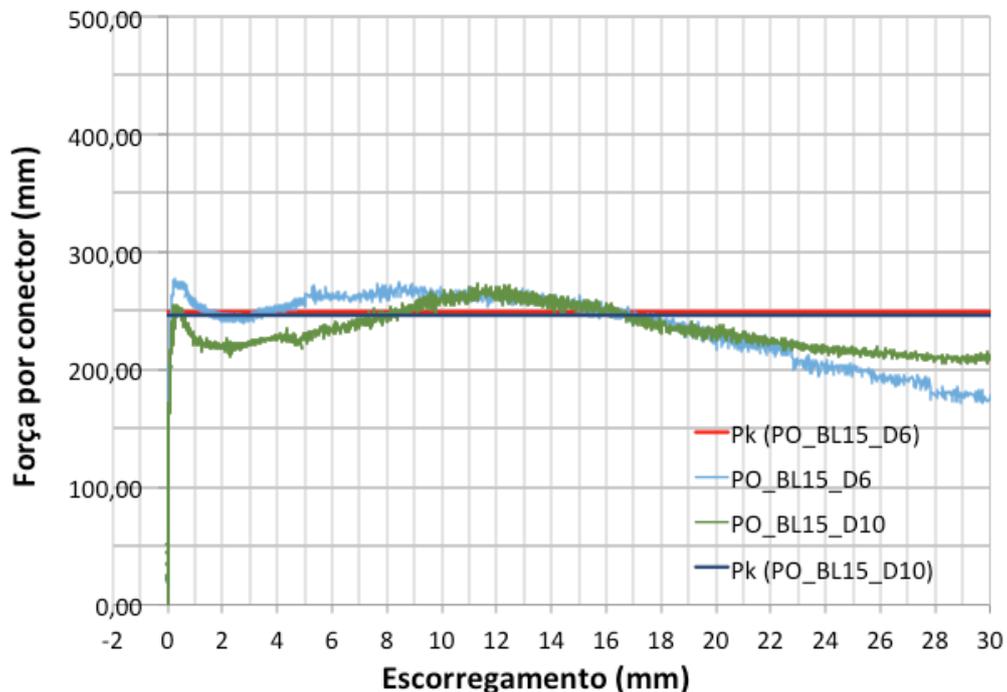


Figura 5.19 - Evolução relação força-escorregamento dos provetes PO_BL15_D6_1 e PO_BL15_D10_1

5.6.2 Provetes de betão leve de Tipo 2: $f_{cm} = 30$ MPa

Na Tabela 5.2 são apresentados os resultados dos ensaios realizados com provetes onde se utiliza betão leve de Tipo 2. Os resultados apresentados incluem os valores máximos (P_{max}) e característicos (P_k) da capacidade de carga e do escorregamento último (s_u). Apresentam-se ainda os valores de resistência à compressão obtidos em provetes cilíndricos, testados à data do respetivo ensaio.

Tabela 5.2 - Resultados obtidos com Crestbond em lajes maciças de betão leve $f_c = 30$ MPa

Provete	Conector	Betão		Armadura			P_{max}	P_{Rk}	s_u
	Geometria do conector	idade	f_{cm}	Φ	A_{tr}	f_y			
		(dias)	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)	(N/mm ²)			
PO BL30_D6_1	CR50b-R12	147	30.30	6	339.3	500	368.1	331.2	9.15
PO BL30_D6_2	CR50b-R12	37	30.29	6	339.3	500	370.6	333.5	8.70
PO BL30_D10_1	CR50b-R12	63	25.96	10	785.4	500	423.2	380.8	10.81
PO BL30_D10_2	CR50b-R12	38	29.32	10	785.4	500	456.1	410.4	11.70

f_{cm} – valor médio da resistência à compressão do betão, à data de ensaio

Φ – Diâmetro dos varões utilizados no provete

A_{tr} – área total de armadura transversal existente em cada laje

P_{max} – força máxima, por conector, obtida no decorrer do ensaio de tipo *push-out*

P_k – força característica ($= 0.9P_{max}$), por conector, obtida no decorrer do ensaio

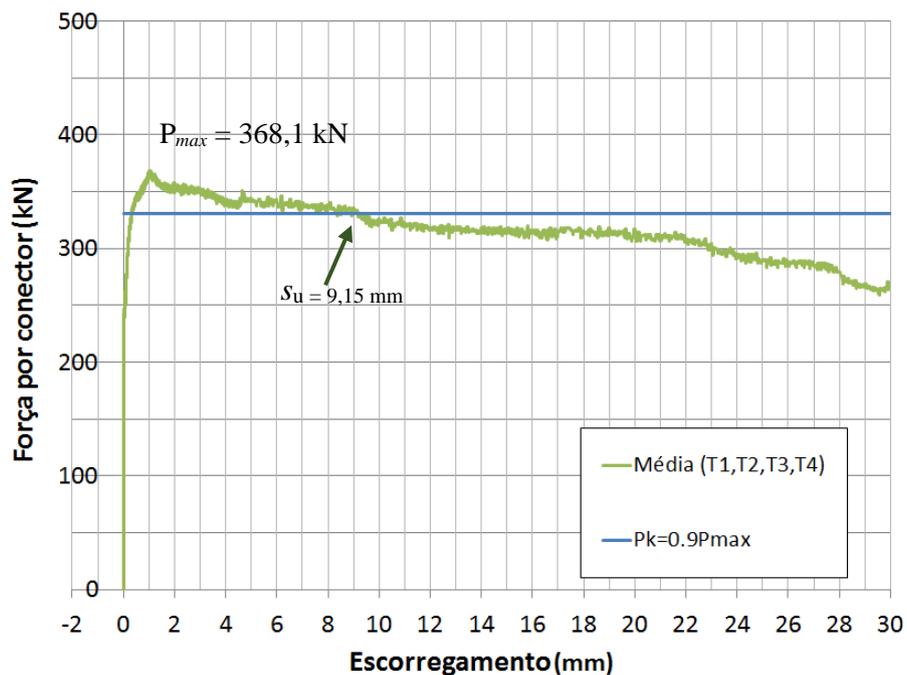
s_u – escorregamento correspondente ao valor de P_k (ver Figura 2.15)

Os conectores utilizados foram fabricados com chapas de 12 mm de espessura e aço S 235 JR ($f_y = 302$ MPa – valor testado experimentalmente no âmbito de outro trabalho). Para as armaduras foi utilizado aço S500 ($f_y = 500$ MPa – valor nominal).

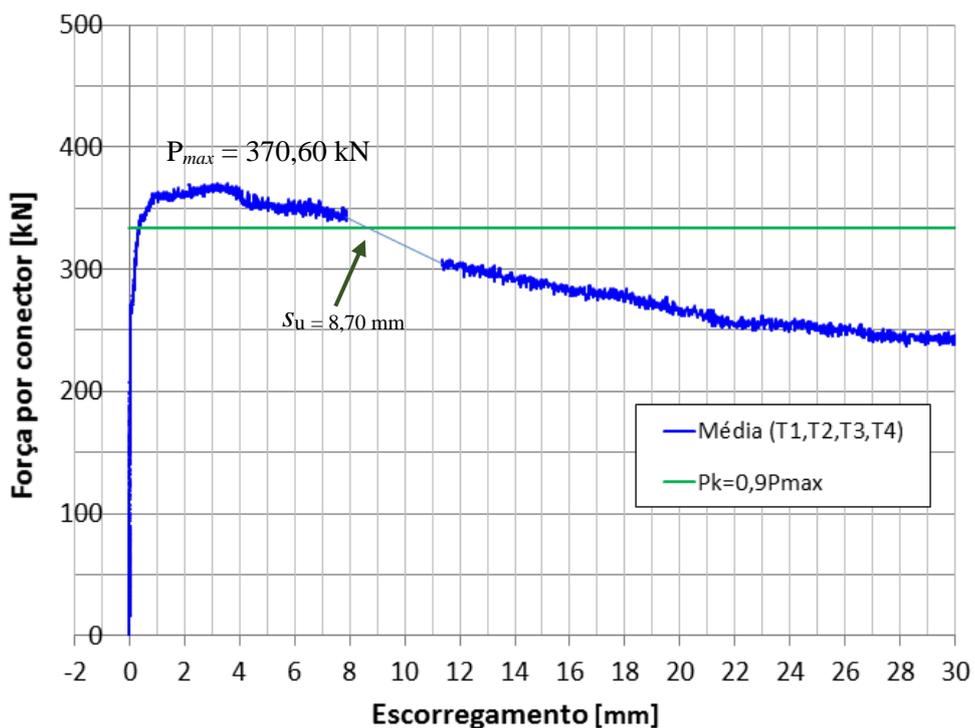
Na Figura 5.20 pode observar-se a evolução da relação força-escorregamento para os provetes BL30_D6_1 e BL30_D6_2. Verifica-se que o conector *Crestbond* inserido em lajes de betão leve do Tipo 2 apresenta elevada capacidade resistente e ductilidade, pois após atingir a carga máxima sofre uma perda de carga muito gradual, acompanhada de elevados valores de escorregamento. O valor de escorregamento último, s_u , é obtido na interseção da curva força-escorregamento com a reta P_k .

Nestes provetes, o valor do escorregamento último é elevado, rondando os 9 mm, o que mostra que a conexão pode ser considerada como dúctil (Tabela 5.2).

Relativamente ao provete BL30_D6_2, observa-se uma falha na curva. Essa falha corresponde a dados que não foi possível registar por falha do equipamento de aquisição durante a realização o ensaio



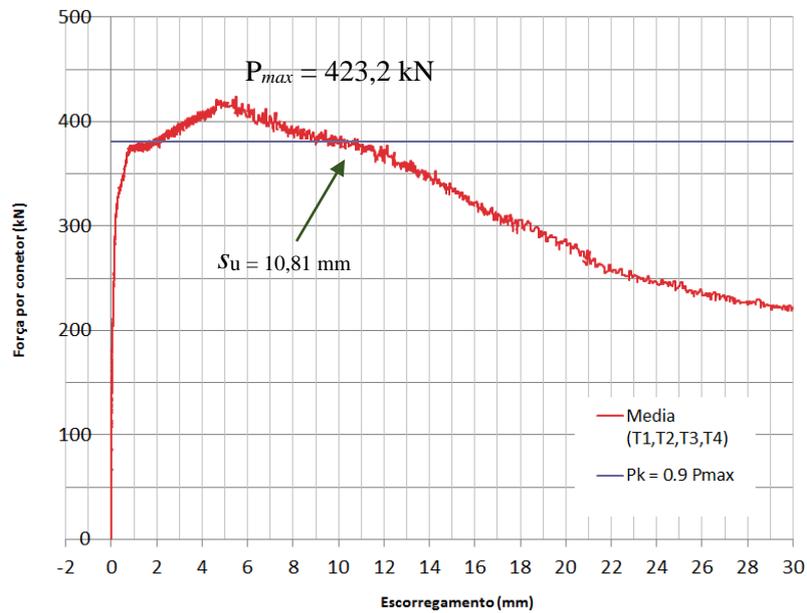
a) Push-out_BL30_D6_1



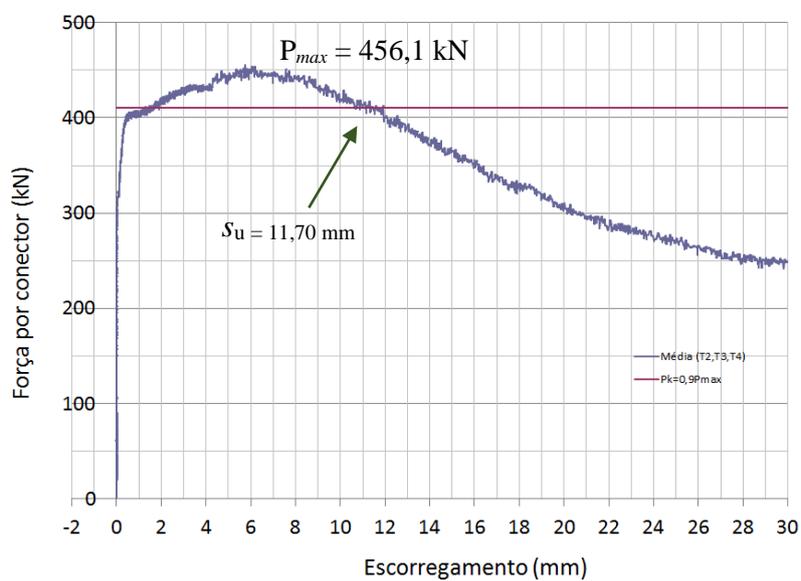
b) Push-out_BL30_D6_2

Figura 5.20 - Evolução da força aplicada e do escorregamento durante os ensaios dos provetes PO_BL30_D6

Na Figura 5.21 observa-se a evolução relação força-escorregamento para os provetes PO_BL30_D10_1 e PO_BL30_D10_2, realizados com betão leve de Tipo 2 e maior quantidade de armadura transversal.



a) PO_BL30_D10_1



b) PO_BL30_D10_2

Figura 5.21 - Evolução da força aplicada e do escorregamento durante os ensaios dos provetes PO_BL30_D10

Verifica-se que nestes provetes o conector *Crestbond* apresenta também uma elevada capacidade resistente e elevada ductilidade, pois após atingir a carga máxima sofre uma perda de carga muito gradual, acompanhada de elevados valores de escorregamento. Em relação ao valor de escorregamento, s_u , este é elevado o que garante também uma conexão dúctil (Tabela 5.29).

A evolução da curva força-escorregamento é muito similar para ambos os provetes. Verifica-se uma relação quase linear entre a força aplicada e o correspondente escorregamento até ser atingido um patamar de carga que ronda os 85% da carga máxima posteriormente atingida. Nessa altura, a capacidade de carga tende a estabilizar enquanto se mobiliza um escorregamento de cerca de 1 mm (valor relativo em relação ao escorregamento já atingido). Após esse momento, o valor da carga aplicada ao provete volta a crescer, embora a uma velocidade mais lenta do que na fase inicial do ensaio. Nessa fase, a carga máxima é atingida para valores de escorregamento que variam entre os 5.5 e os 6 mm. A partir deste pico de carga, verifica-se uma diminuição lenta da capacidade de carga.

Na Figura 5.22 apresenta-se um gráfico que compara todas as curvas de força-escorregamento obtidas nos provetes com betão leve de tipo 2 (PO_BL30).

Numa primeira fase da curva que relaciona força e escorregamento dos quatro provetes PO_BL30 existe um aumento de carga gradual. Verifica-se no gráfico que os provetes com armadura de diâmetro igual a 6 mm, a carga máxima é atingida de uma forma mais rápida que nos provetes com armadura de diâmetro igual a 10 mm. Após atingir a carga máxima existe em todos os provetes uma perda de carga gradual que é acompanhada de elevados valores de escorregamento. Comparando as curvas obtidas nos provetes com armadura de 6 mm de diâmetro com as curvas dos provetes com armadura de 10 mm de diâmetro, verifica-se que os primeiros apresentam valores de escorregamento último um pouco inferiores e a perda de carga após atingir a carga máxima se desenvolve de uma forma mais gradual do que nos provetes com armadura de diâmetro igual a 10 mm.

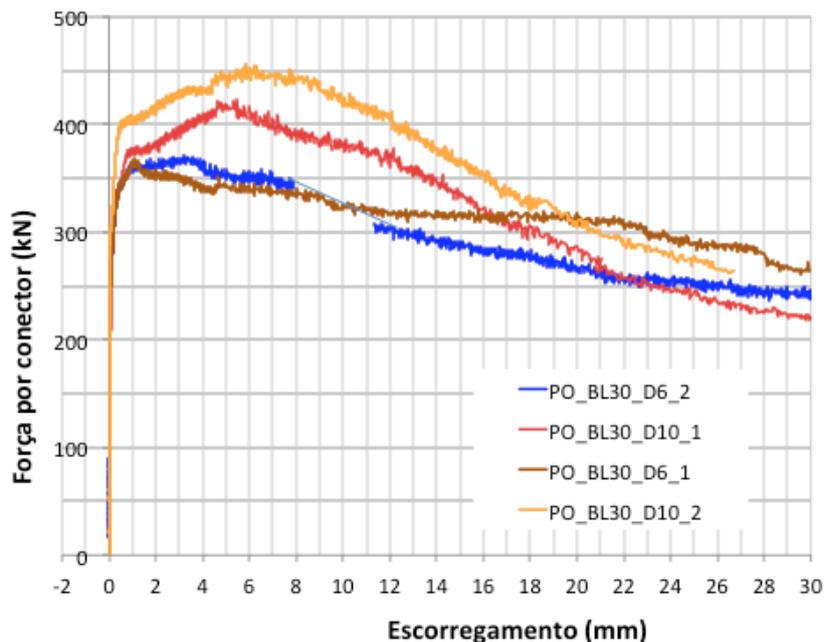


Figura 5.22 - Evolução relação força-escorregamento dos provetes PO_BL30

Na Figura 5.23 apresenta-se um gráfico que compara as curvas de força×escorregamento obtidas em provetes com armaduras de diâmetro igual a 6 mm.

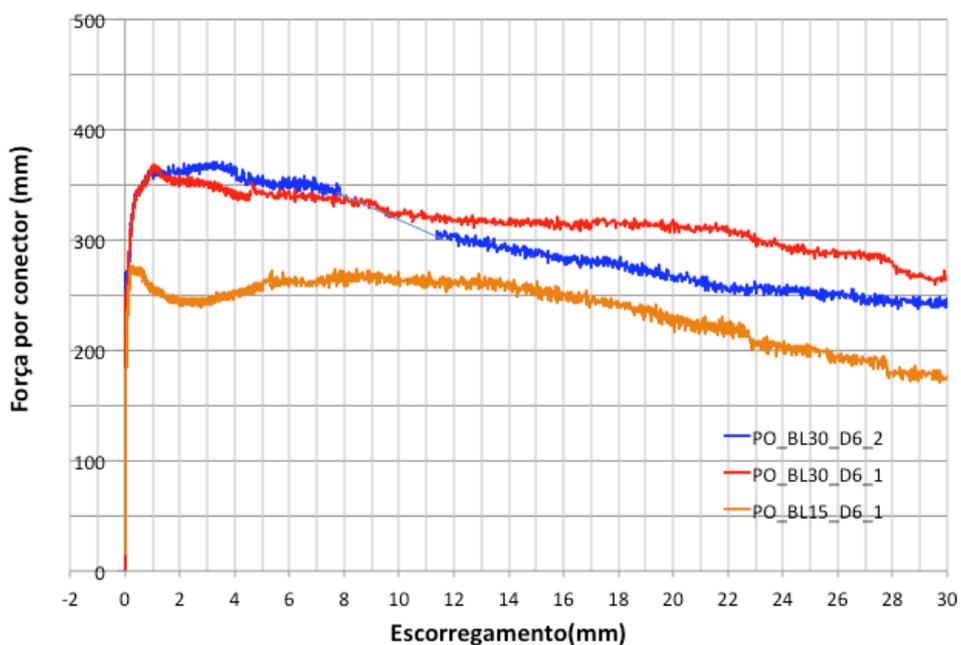


Figura 5.23 – Evolução relação entre força e escorregamento dos provetes PO_D6

Numa primeira fase das curvas representadas dos três provetes, existe um aumento de carga gradual acompanhado de valores de escorregamento muito pequenos. Observa-se que o provete PO_BL15_D6_1 apresenta uma carga máxima bastante inferior à carga máxima medida nos provetes PO_BL30_D6_1 e PO_BL30_D6_2.

Pode concluir-se que a classe de resistência do betão tem grande influência existindo diferenças assinaláveis entre a curva PO_BL15_D6_1 e as curvas PO_BL30_D6: o primeiro atinge um 1º pico de carga, depois sofre uma perda de carga de cerca de 15% e mais tarde, recupera a capacidade de carga atingindo um 2º pico de valor superior ao 1º pico, enquanto que os provetes PO_BL30_D6 atingem a carga máxima numa fase análoga àquela em que o provete PO_BL15_D6 atinge o 1º pico de carga e desde aí sofrem uma lenta e progressiva perda de carga, similar à que é sentida no provete PO_BL15_D6 depois de atingir o 2º pico de carga. Em todos os provetes PO_D6 testados, mediram-se elevados valores de escorregamento quando a capacidade de carga era ainda significativa.

Pode concluir-se que existe diferente comportamento nas curvas conforme o tipo de betão, pois o comportamento do provete PO_BL15 é diferente do comportamento dos dois provetes PO_BL30.

Na Figura 5.24 apresenta-se um gráfico que compara as curvas de força×escorregamento obtidas em provetes com armaduras de diâmetro igual a 10 mm.

Numa primeira fase, todos os provetes, PO_BL15_D10_1 e PO_BL30_D10, apresentam um aumento de carga gradual. O provete PO_BL15_D10_1 apresenta uma carga máxima muito inferior à carga máxima medida nos provetes PO_BL30_D10.

Verifica-se que a curva que relaciona força aplicada com o correspondente escorregamento no provete PO_BL15_D10_1 apresenta uma evolução muito similar à que se verifica no provete com o mesmo tipo de betão e armadura com diâmetro de 6 mm, atingindo um 1º pico de carga ao qual se segue uma perda de cerca de 15% da carga máxima, seguida de uma recuperação até a um 2º pico de carga, desenvolvendo-se depois uma perda de carga gradual.

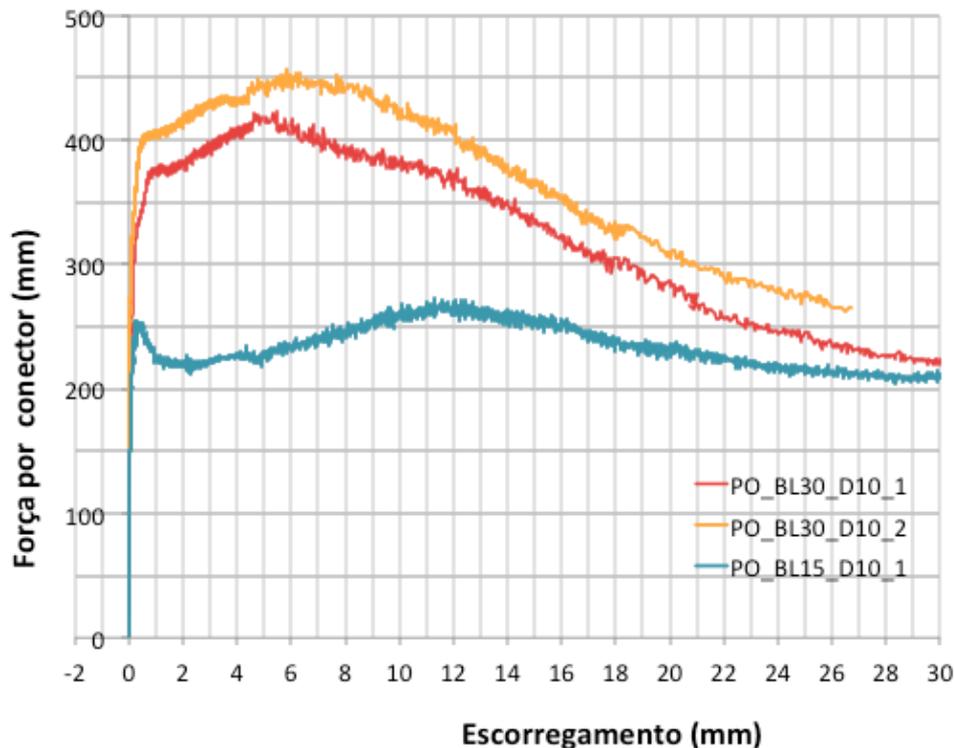


Figura 5.24 – Evolução relação entre força e escorregamento dos provetes PO_ D10

Os provetes PO_BL30_D10 atingem um 1º pico de carga e depois desenvolve-se um aumento de carga até se atingir a carga máxima para valores de escorregamento próximos dos 5 a 6 mm. Este comportamento é diferente daquele que se observou nos provetes PO_BL30_D6, onde o 1º pico de carga coincide com o valor da carga máxima, mobilizado para valores de escorregamento de cerca de 1 mm, seguindo-se uma perda de carga gradual.

Os três provetes apresentam uma perda de carga gradual acompanhada de elevados valores de escorregamento.

Na Tabela 5.3 são apresentadas os resultados dos ensaios realizados dos provetes PO_BL15 e PO_BL30. Os resultados são apresentados em termos de valores máximos (P_{max}), 60% dos valores máximos ($0.6P_{max}$) e os correspondentes escorregamentos. São apresentados ainda os valores da rigidez na fase elástica, que é calculada dividindo o valor de $0.6P_{max}$ pelo valor do correspondente escorregamento ($S_{0.6P_{max}}$).

Relativamente aos provetes com betão de Tipo 1 (PO_BL15), o provete de diâmetro de 10 mm apresenta um P_{max} (273.0 kN) mais baixo que o provete de diâmetro de 6 mm (276.6 kN), mas apresenta um escorregamento correspondente ao P_{max} mais alto do que o provete de diâmetro igual a 6 mm.

Tabela 5.3 – Resultados obtidos da rigidez dos provetes PO_BL15 e PO_BL30

Provete	Geometria do conector	P_{max} (kN)	s_{Pmax} (mm)	$0.6P_{max}$ (kN)	$s_{0.6Pmax}$ (mm)	Rigidez (kN/mm)
PO BL15_D6_1	CR50b-R12	276.6	0.288	166.0	0.029	5823.2
PO BL15_D10_1	CR50b-R12	273.0	0.329	163.8	0.053	3104.6
PO BL30_D6_1	CR50b-R12	368.1	1.030	220.8	0.026	8493.5
PO BL30_D6_2	CR50b-R12	370.6	3.199	222.4	0.018	12706.3
PO BL30_D10_1	CR50b-R12	423.2	5.465	253.9	0.105	2418.3
PO BL30_D10_2	CR50b-R12	456.1	5.741	273.6	0.047	5884.5

O provete PO_BL15_D6_1 apresenta uma maior rigidez do que o provete PO_BL15_D10_1.

Relativamente aos provetes com betão de Tipo 2 (PO_BL30), os provetes com armadura de diâmetro 6 mm apresentam valores de P_{max} mais baixos que os provetes de diâmetro de 10 mm. O mesmo acontece com os valores de escorregamento correspondente a P_{max} .

De um modo geral, pode-se afirmar que os provetes com armadura de diâmetro 6 mm exibem valores de rigidez mais elevados que os provetes com armadura de diâmetro 10 mm. Do mesmo modo, pode observar-se que o valor da rigidez tende a ser maior em provetes realizados com betão de Tipo 2 do que em provetes com betão de Tipo 1.

5.7 Comparação com os resultados obtidos por Veríssimo

Neste capítulo apresenta-se uma comparação de resultados obtidos nos provetes onde se utiliza betão leve e os provetes anteriormente testados com betão de massa volúmica normal (Veríssimo, 2007). Na Tabela 5.4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios anteriormente realizados com conector *Crestbond* inserido em lajes de betão com massa volúmica normal.

Os conectores utilizados nas séries B e C, testados por Veríssimo (2007) foram fabricados com chapas de 12 mm de espessura e aço S 275 JR ($f_y = 324$ MPa). Para as armaduras foi utilizado aço S500 ($f_y = 500$ MPa). Os provetes das séries B e C foram confeccionados com betões C20/25 e C35/45, respetivamente.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados com provetes de betão de massa volúmica normal são apresentados na Tabela 5.4, onde são apresentados o valor máximo e o valor característico da capacidade de carga e o valor de escorregamento último. Para efeitos de comparação, acrescentam-se nesta tabela os valores obtidos nos ensaios realizados em provetes com betão leve (já foram apresentados na Tabela 5.1 e na Tabela 5.2).

Tabela 5.4 - Resultados obtidos com *Crestbond* em lajes maciças de betão com massa volúmica normal e com betão leve

Provete	Conector	Betão			Armadura		P_{max} (kN)	P_{Rk} (kN)	s_u (mm)
	Geometria do conector	idade (dias)	f_{cm} (N/mm ²)	Φ (mm)	A_{tr} (mm ²)	f_y (N/mm ²)			
B1	CR50b-R12	13	26.6	-	471.2	500	296.2	266.6	9.22
B2	CR50b-R12	13	26.6	-	471.2	500	306.4	275.8	9.30
B3	CR50b-R12	15	27.2	10	942.5	500	348.8	313.9	4.71
B4	CR50b-R12	14	26.9	10	942.5	500	375.9	338.3	6.58
B5	CR50b-R12	21	28.5	12	1357.2	500	378.2	340.3	7.20
B6	CR50b-R12	9	24.8	12	1357.2	500	371.8	334.6	6.15
C1	CR50b-R12	17	46.9	-	471.2	500	361.3	325.2	10.74
C2	CR50b-R12	20	48.1	-	471.2	500	377.5	339.8	12.32
C3	CR50b-R12	24	49.1	10	942.5	500	493.7	444.3	5.73
C4	CR50b-R12	22	48.7	10	942.5	500	506.7	456.0	7.78
C5	CR50b-R12	22	48.7	12	1357.2	500	465.0	418.5	7.91
C6	CR50b-R12	15	45.9	12	1357.2	500	496.9	447.2	6.77
PO BL15_D6_1	CR50b-R12	46	14.5	6	339.3	500	276.6	248.9	16.81
PO BL15_D10_1	CR50b-R12	78	15.0*	10	785.4	500	273.0	245.7	17.06
PO BL30_D6_1	CR50b-R12	147	30.3	6	339.3	500	368.1	331.2	9.15
PO BL30_D6_2	CR50b-R12	37	30.3	6	339.3	500	373.1	335.8	7.88
PO BL30_D10_1	CR50b-R12	63	26.0	10	785.4	500	423.2	380.8	10.81
PO BL30_D10_2	CR50b-R12	38	29.3	10	785.4	500	456.1	410.4	11.70

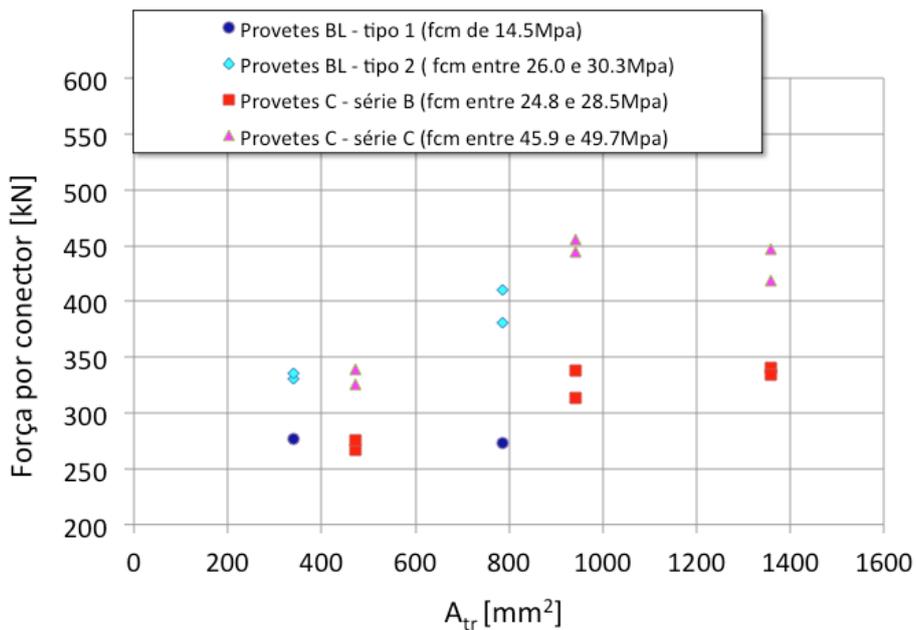
Na Figura 5.25.a representam-se os valores de carga máxima obtidos nos vários ensaios *push-out* realizados, em função da quantidade total de armadura transversal existente nos provetes.

Em primeiro lugar, verifica-se que os provetes fabricados com betão leve apresentam em geral uma capacidade resistente superior à dos provetes realizados com betão de massa volúmica normal com quantidade de armadura transversal similar.

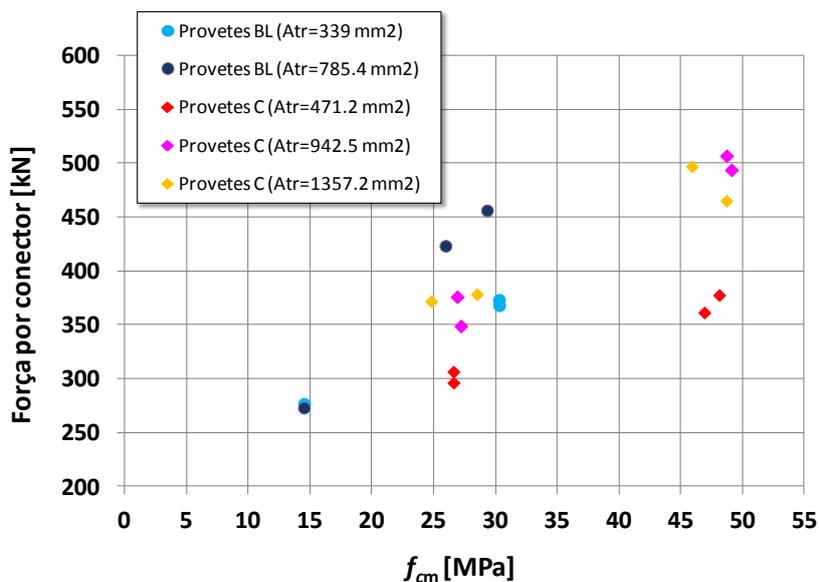
Verifica-se também que os provetes de betão leve de Tipo 1 ($f_{cm} = 14.5$ MPa) apresentam valores de carga máxima muito similares aos provetes da série B (massa volúmica normal com f_{cm} entre 24.8 e 28.5MPa). Os provetes de betão leve de Tipo 2 (com f_{cm} entre 26.0 e 30.3 MPa) apresentam valores de carga máxima muito similares aos provetes da série C (com f_{cm} entre 45.9 e 49.1 MPa). Acrescenta-se ainda que os provetes com betão leve de Tipo 1 (f_{cm} de 14.5 MPa) e os provetes da série B (com f_{cm} entre 24,8 e 28.5MPa) apresentam os valores de carga máxima mais baixos.

Na Figura 5.25.b representam-se os valores da força máxima do conector em função da resistência à compressão do betão utilizado.

Verifica-se que nos provetes com betão leve de Tipo 1 (f_{cm} de 14.5 MPa), o valor da capacidade resistente não é influenciado pelo aumento na quantidade de armadura transversal. Já nos provetes com com betão leve de Tipo 2 (f_{cm} entre 26.0 e 30.3 MPa), há um aumento da capacidade de carga que resulta de um aumento da quantidade de armadura transversal utilizada. No caso do betão de massa volúmica normal com resistência à compressão próxima da que foi considerada no betão leve de Tipo 2 (Série B), verifica-se que um aumento da capacidade de carga quando a armadura transversal passa de 471.2 mm² para 942.5 mm², mas o mesmo não acontece quando a armadura transversal passa de 942.5 mm² para 1357.2 mm². Para betão com massa volúmica normal com resistência à compressão superior (entre 45.9 e 49.1 MPa) – Série C, mantém-se a tendência anteriormente observada: há um aumento da capacidade de carga quando a armadura transversal passa de 471.2 mm² para 942.5 mm², mas o mesmo não acontece quando a armadura transversal passa de 942.5 mm² para 1357.2 mm². No caso dos provetes realizados com betão leve, procurou-se utilizar quantidades de armadura transversal cujo valor não ultrapassasse os 942.5 mm², de modo a evitar o efeito anteriormente descrito.



a)



b)

Figura 5.25 - Força máxima aplicada, em função da área total de armadura transversal e do tipo de betão

Na Figura 5.26 representam-se os valores de escorregamento último obtidos nos vários ensaios. Verifica-se que os provetes de betão leve de Tipo 1 (f_{cm} de 14.5 MPa) apresentam valores de escorregamento último bastante mais elevados do que aqueles que foram obtidos em todos os restantes provetes com quantidade de armadura

transversal similar, seja com betão leve de Tipo 2 ou com betão de massa volúmica normal.

Em relação aos provetes com betão leve de Tipo 2 (f_{cm} entre 26.0 e 30.3 MPa), verifica-se que estes apresentam valores de escorregamento último da mesma ordem de grandeza dos que foram medidos em provetes realizados com betão de massa volúmica normal e com quantidade similar de armadura transversal. Na gama de valores de armadura transversal testadas nos ensaios realizados com betão leve de Tipo 2, nota-se algum aumento da capacidade de deformação com o aumento da quantidade de armadura transversal.

Salienta-se que todos os valores de escorregamento medidos nos provetes testados com betão leve permitem considerar que a conexão é dúctil, verificando-se valores sempre superiores a 6 mm.

Nos provetes de massa volúmica normal, verifica-se também que o incremento da quantidade de armadura transversal não faz aumentar o valor do escorregamento último. Conclui-se que a colocação de mais armadura transversal não contribui para o aumento da capacidade de deformação e da ductilidade da conexão.

Nos provetes de massa volúmica normal e maior quantidade de armadura transversal, nota-se um decréscimo da capacidade de deformação, sendo os valores de escorregamento último similares em provetes com 942.5 mm^2 e nos provetes com 1357.2 mm^2 . Os valores medidos apontam para conexões que podem ser consideradas como dúcteis, embora os valores medidos sejam um pouco inferiores ou apenas um pouco superiores ao limite de 6 mm.

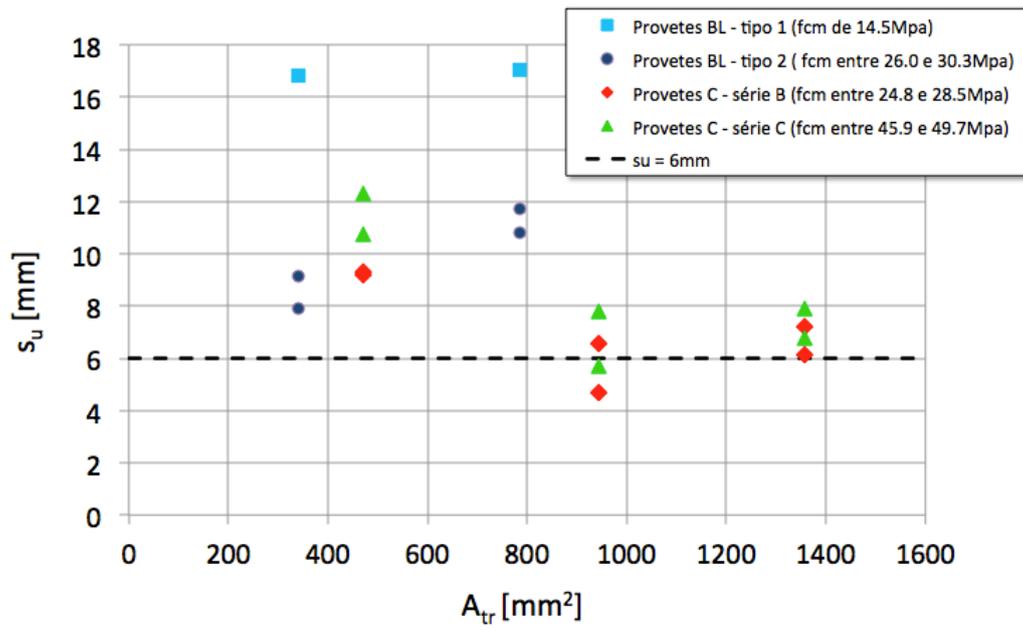


Figura 5.26 - Escorregamento último medido nos ensaios de tipo *push-out*, em função da área total de armadura transversal e do tipo de betão

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões deste trabalho e algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

6.1 Conclusões

Esta dissertação estuda o comportamento do conector *Crestbond* quando inserido em lajes maciças de betão leve. Para validar o comportamento do conector recorre-se a resultados de ensaios de tipo *push-out*, seguindo as instruções que estão na norma NP EN 1994-1-1.

Em todos os ensaios realizados foram analisados vários aspetos tais como o comportamento dos provetes durante a realização dos ensaios e os seus modos de rotura, a carga máxima atingida, a rigidez inicial da conexão e a deformação máxima. Em todos os ensaios obteve-se a curva que relaciona a força e o escorregamento.

Previamente aos ensaios de tipo *push-out*, realizou-se um estudo dedicado à composição e caracterização do betão leve a ser utilizado nos provetes. Realizaram-se ensaios experimentais para definir as composições mais adequadas, tendo em conta as características da argila expandida disponível, que foi gentilmente cedida pela empresa Saint-Gobain Portugal.

Neste contexto, achou-se interessante estudar dois tipos de betão leve. A composição dos betões difere no tipo da argila expandida utilizada, Leca M e Leca HD. Uma composição utilizou-se uma mistura de Leca M e Leca HD (betão leve de *Tipo 1*), e outra mistura utilizou-se apenas Leca HD (betão leve de *Tipo 2*)

Como foi referido anteriormente, um dos betões apresenta uma resistência à compressão relativamente baixa, chamado de Tipo 1 e com $f_{cm} = 15$ MPa, e o outro betão apresenta uma resistência à compressão média, $f_{cm} = 30$ MPa, chamado de Tipo 2.

O estudo das duas composições do betão leve fez-se separadamente. Para obter uma composição adequada para os dois tipos de betão realizaram-se ensaios de granulometrias da argila expandida utilizada, da areia grossa e da areia média, e a composição foi depois estudada com base no Método de Faury.

Relativamente aos ensaios experimentais das composições, foi bastante mais simples determinar a composição do betão leve Tipo 2. Para determinar a composição do betão leve de Tipo 1 recorreu-se a mais ensaios experimentais, pois foi mais difícil chegar a um valor aceitável.

Quanto aos resultados obtidos nos ensaios de determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos provetes cilíndricos, verifica-se que há bastante homogeneidade nos resultados obtidos nas diversas amassaduras.

No total, realizaram-se e ensaiaram-se seis provetes, dois deles fabricados com a composição do betão leve Tipo 1 e os restantes quatro provetes com a composição do betão leve Tipo 2.

Os provetes PO_BL15_D6 e PO_BL15_D10 apresentaram um comportamento global similar. A fendilhação em ambos os provetes inicia-se com uma abertura de uma fenda vertical posicionada abaixo do perfil. As faces exteriores das lajes permaneceram intactas. Os conectores permaneceram intactos até ao final do ensaio e o mesmo ocorreu com os cordões de soldadura.

Relativamente aos resultados obtidos, o provete PO_BL15_D6 apresenta uma capacidade de resistente superior à do provete PO_BL15_D10, podendo-se concluir que neste tipo de betão o aumento da área de armadura não incrementa a capacidade resistente da conexão. Quanto à curva força-escorregamento, esta apresenta uma evolução similar em ambos os provetes.

Relativamente aos provetes PO_BL30_D6_1, PO_BL30_D6_2, PO_BL30_D10_1 e PO_BL30_D10_2, todos eles responderam de uma forma bastante similar ao algoritmo apresentado no Capítulo 5, que está esquematizado na Figura 5.4 com as cinco fases distintas.

A fendilhação em todos os provetes de um modo geral inicia-se abaixo do perfil metálico, sendo visível nas faces interiores da laje. No final do ensaio, os provetes apresentam fendas nas faces exteriores e nas frentes das lajes.

Nos provetes PO_BL30_D10 as fendas foram mais pronunciadas e numerosas. A zona mais fendilhada é a zona abaixo do perfil metálico.

Relativamente aos conectores e aos respetivos cordões de soldadura, de um modo geral, permaneceram intactos até ao final de cada ensaio.

Quanto aos resultados, os provetes PO_BL30_D6 apresentam elevada capacidade resistente e elevada ductilidade, pois após atingir a carga máxima sofrem uma perda de carga muito gradual.

Os provetes PO_BL30_D10 também apresentam uma elevada capacidade resistente e elevada ductilidade. Em relação ao valor de escorregamento, s_u , este é elevado o que garante também uma conexão dúctil.

Neste caso, verifica-se que um aumento da área de armadura transversal incrementa a capacidade resistente de conexão, comprovando-se a importância da presença e da quantidade de armadura transversal.

A evolução da curva força-escorregamento também é bastante similar em ambos os provetes.

Comparando os seis provetes, os provetes BL15 apresentam valores de escorregamento mais elevados enquanto que os provetes BL30 apresentam valores de rigidez mais elevados.

Quanto à comparação dos resultados dos ensaios realizados com o Crestbond inserido em lajes de betão de massa volúmica normal com os provetes de betão leve podemos concluir que os valores de capacidade resistente dos provetes de betão normal é muito similar à dos provetes de betão leve com a quantidade de armadura transversal similar.

O mesmo acontece com os valores de escorregamento, os valores são muito próximos nos provetes de betão leve e nos provetes de betão de massa volúmica normal.

Em suma, os provetes com betão leve de Tipo 1 o valor da capacidade resistente não é influenciado pelo aumento da quantidade de armadura transversal, enquanto que os provetes com betão leve de Tipo 2 o valor da capacidade resistente é influenciada pelo aumento da quantidade de armadura transversal, pois há um aumento da capacidade de carga com o aumento da quantidade de armadura transversal. Relativamente aos provetes de betão de massa volúmica normal com a resistência à compressão máxima próxima dos provetes de betão leve Tipo 2 (Série B) e aos provetes de betão de massa volúmica normal com a resistência a compressão superior (Série C) o valor da capacidade resistente é influenciada pelo aumento da quantidade de armadura

transversal até uma determinada área (942.5 mm^2), quando a quantidade de armadura passa para 1357.2 mm^2 , não influencia na capacidade resistente.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Durante a realização deste projeto surgiram várias questões, das quais algumas podem ser objeto de análises futuras:

- Realizar mais ensaios de tipo *push-out* com o conector *Crestbond* para provetes com betão leve de Tipo 1.
- Obter resultados experimentais em provetes tipo *push-out* com o conector *Crestbond* inserido em lajes de betão leve, tendo como agregado leve, o xisto expandido. Este material apresenta valores de resistência mais altos do que os valores de argila expandida;
- Estudar a variação de outros parâmetros, tais como a geometria do conector, podendo-se assim avaliar a sua influência na ligação aço-betão.
- Desenvolver modelos numéricos que sejam representativos dos ensaios de tipo *push-out* realizados. Avaliar os vários parâmetros relevantes para o comportamento da conexão, tais como as propriedades do betão, resistência à compressão, módulo de elasticidade. Comparar as curvas que relacionam força e escorregamento obtidos nos provetes com as correspondentes curvas obtidas nos modelos numéricos desenvolvidos.
- Realizar ensaios adicionais com os modelos similares, admitindo a característica de variar a espessura da laje mantendo a altura do conector. Com esta variação, obter-se-á uma variação da excentricidade do conector, na área de betão e na taxa de armadura transversal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, J. (2009). *Materiais de construção II - Apontamentos*. Universidade do Minho, Guimarães.
- Cruz, P. J., Valente, I., Veríssimo, G., Paes, J. L., & Fakury, R. (2006). *Desenvolvimentos recentes no dominioda conexão aço-concreto no contexto das estruturas mistas*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, pp. 2-19: Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo.
- Cruz, P. J., Valente, I., Veríssimo, G., Paes, J. L., & Fakury, R. (2006). *Desenvolvimentos recentes no dominioda conexão aço-concreto no contexto das estruturas mistas*.
- David, D. (2007). *Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento evigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré moldadas*. Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo: Tese de doutoramento.
- Davies, C. (1969). *Tests on half-scale steel concrete composite beams with welded stud connectors*, *Structural Engineer*, Vol.47 (1), 29-40.
- De Nardin, S., Souza, A. S., El Debs, A. L., & El Debs, M. K. (2005). *Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas*. São Carlos, Brasil.
- Eurocodigo 4 - Projeto de estruturas mistas aço-betão: Regras gerais e regras para edifícios. (s.d.). IPQ, junho 2011.
- Ferreira, L. (2000). *Sistemas construtivos semi-rígidos mistos para edificações*, *Tese de Doutorado*. PUC- Rio, Rio de Janeiro.
- Gomes, A. (2004). *Durabilidade de betões protegidos com revestimentos poliméricos - Relatório de projeto individual em Engenharia Civil*. Universidade do Minho, Guimarães.
- Jorge, L. F. (2005). *Estruturas mistas madeira-betão com a utilização de betões de agregados leves*. Coimbra, Portugal: PhD Dissertation.
- Kotinda, T. I. (2006). *Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga*. São Carlos, Brasil.

- Kraus, D., & Wurzer, O. (1997). *Bearing capacity of concrete dowels*, IABSE, Innsbruck, pp.133-138.
- Lourenço, J., & Costa, H. (Agosto de 2009). Tabela de Dosagens de Betões Estruturais de Agregados Leves Leca. Weber.
- Lourenço, J., & Costa, H. (Agosto de 2009). Tabela de Dosagens de Betões Estruturais de Agregados Leves Leca. Weber.
- Malite. (1990). *Sobre o Calculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios. Tese de Mestrado*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Medberry, S., & Shahrooz, B. (2002). *Perfobond Shear Connector for Composite Construction*, AISC Engineering Journal, pp. 2-12. Chicago.
- Melo, A. F. (2002). Desenvolvimentos recentes em blocos de betão leve. *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*, (pp. 149-167). Porto, Portugal.
- Melo, A. F. (2002). DESENVOLVIMENTOS RECENTES EM BLOCOS DE BETÃO LEVE. *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*, (pp. 149-167). Porto, Portugal.
- Metform. (1997). *Steel Deck MF-75 - Noções de Utilização e Dimensionamento*. Betim-MG: Metform.
- Ogueijofor, E. &. (1994). *A parametric study of perfobond rib shear connectors*. Canadian Journal of Civil Engineering 21,614-624.
- Ogueijofor, E. (1994). *Perfobond rib shear connectors for composite beams*. University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada: PhD. Thesis, Departament of civil Engineering.
- Ogueijofor, E., & Hosain, M. (1997). *Numerical analysis of push out specimens with Perfobond rib connectors*. Computer and Structures, Vol.62, No. 4, p.617-624.
- Oliveira, L. (2007). *Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré fabricadas*. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado.
- Owens, G. (2000). *State of the art report: basic problems, design concepts and codification of steel and composite structures*. Journal of Constructional Steel Research, Vol.55, pp.7-27.

- Rocha, B. G., Coelho, E. L., & Souza, R. C. (2009). *Ensaio experimental de conectores de cisalhamento em estruturas mistas*. Rio Doce, Brasil.
- Rocha, B. G., Coelho, E. L., & Souza, R. C. (2009). *ENSAIO EXPERIMENTAL DE CONECTORES DE CISALHAMENTO EM ESTRUTURAS MISTAS*. Rio Doce, Brasil.
- Studnika, J., e. a. (2000). *Perforated shear connector for composite steel and concrete beams*. In: *Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Alberta*. Canada.
- Tristão, G. A. (2002). *Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numerica*.
- Valente, I. (2007). *Experimental Studies on Shear Connection Systems in Steel and Lightweight Concrete Bridges*. Universidade do Minho, Portugal Julho.
- Valente, I. B. (2009). *Experimental analysis of shear connection between steel and lightweight concrete*. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 1954-1963.
- Valente, I., & Cruz, P. (2002). *Experimental analysis of Perfobond shear connections between steel and lightweight concrete IN: Eurosteel 2202, Eurosteel proceedings*. Coimbra.
- Valente, I., & Cruz, P. J. (2006). *A utilização de betões leves em vigas mistas aço-betão*. *4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*. Lisboa, Portugal.
- Valente, I., & Cruz, P. J. (2006). *A UTILIZAÇÃO DE BETÕES LEVES EM VIGAS MISTAS AÇO-BETÃO*. *4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*. Lisboa, Portugal.
- Valente, I., & Cruz, P. J. (2007). *Análise experimental e numérica de vigas mistas em aço e betão leve*. *CMNE/CILAMCE 2007*. Porto, Portugal.
- Valente, I., & Cruz, P. J. (2007). *ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE VIGAS MISTAS EM AÇO E BETÃO LEVE*. *CMNE/CILAMCE 2007*. Porto, Portugal.

- Veldanda, M. (1991). *Behavior of Perfobond rib shear connectors: push-out tests, Structural Engineering Research Report No. 37*. University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- Veríssimo, G. (2007). *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*.
- Veríssimo, G. S., Oliveira, A. F., Fakury, R. H., Rodrigues, F. C., Paes, J. L., Valente, I., & Cruz, P. J. (2007). Avaliação do desempenho de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto. *CMNE/CILAMCE 2007*. Porto, Portugal.
- Veríssimo, G. S., Oliveira, A. F., Fakury, R. H., Rodrigues, F. C., Paes, J. L., Valente, I., & Cruz, P. J. (2007). AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE UM CONECTOR DE CISALHAMENTO EM CHAPA DENTADA PARA ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO. *CMNE/CILAMCE 2007*. Porto, Portugal.
- Veríssimo, G., Valente, I., Paes, J. L., Cruz, P. J., & Fakury, R. (2006). Análise experimental de um conector de cisalhamento em chapa de aço endentada para estruturas mistas de aço e concreto. *Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*. Belo Horizonte, Brasil.
- Veríssimo, G., Valente, I., Paes, J. L., Cruz, P. J., & Fakury, R. (2006). ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM CONECTOR DE CISALHAMENTO EM CHAPA DE AÇO ENDENTADA PARA ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO. *Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*. Belo Horizonte, Brasil.
- Veríssimo, G., Valente, I., Paes, J. L., Cruz, P., & Fakury, R. (2011). Concepção e avaliação do desempenho de um novo conector para estruturas mistas de aço e betão. *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*, (pp. 569-578). Porto, Portugal.
- Veríssimo, G., Valente, I., Paes, J. L., Cruz, P., & Fakury, R. (2011). CONCEPÇÃO E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE UM NOVO CONECTOR PARA

ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E BETÃO. *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*, (pp. 569-578). Porto, Portugal.

Zellner, W. (1987). Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. Em N. Henniker, *Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction* (pp. 240-252).

ANEXOS

Anexo I – Teste da composição 1 do betão de tipo 1

 Universidade do Minho Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Materiais de Construção Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães Tel: 253 510 249 Fax: 253 510 217/249 e-Mail: aires@civil.uminho.pt		Composição de betões Método de Faury				
		REQUERENTE Teste				
		OBRA Betão Leve LC20/22				
1 - AGREGADOS						
Peneiro EN		% retidos acumulados				
mm	areia media	areia grossa	Leca M			
63,0	0,0	0,0	0,0			
45,0	0,0	0,0	0,0			
31,5	0,0	0,0	0,0			
22,4	0,0	0,0	0,0			
16,0	0,0	1,4	0,0			
11,2	0,0	22,7	0,0			
8,0	0,0	22,7	85,91			
5,6	0,0	41,9	98,76			
4,0	1,07	41,9	98,76			
2,0	23,89	58,6	98,78			
1,0	50,25	74,1	98,81			
0,5	72,35	86,5	98,84			
0,25	89,51	94,7	98,89			
0,125	97,55	98,1	98,98			
0,063	97,63	98,3	99,23			
Absorção de Água (%)		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	
Humidade (%)		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	
Massa Volúmica (kg/m ³)		2600	2530	550	1	
D _{máx.} (ASTM)		4,00	16,00	11,20	0,06	
Módulo Finura		4,32	6,41	8,77	0,00	
2 - LIGANTE						
	Designação	γ (kg/m ³)	Dosagem (kg/m ³)	% adição		
cimento	CEM I 42.5 R	3230	375	-		
cinza volante	Pegop	2362	0	-		
sílica de fumo	--	2300	0	-		
$\% \text{ de adição} = \text{adição} / (\text{cimento} + \Sigma \text{adições})$						

3 - VOLUME VAZIOS

ACI 211.1		Valor adoptado (L/m ³): 20,0
D _{máx.} (mm)	V _v (L/m ³)	
9,53	30	
12,7	25	
19,1	20	
25,4	15	
38,1	10	
50,8	5	
76,2	3	
101,6	2,7	
152,4	2	(por interpolação linear)

4 - ÁGUA DE AMASSADURA

razão água/ligante = $A_t/(C+CV+SF) =$ 0,4		$A_t(L/m^3) =$ 150,00
At - água total		C - cimento
CV - cinza volante		SF - sílica de fumo

5 - ADJUVANTES

Superplastificante (SP)	Teor de Sólidos	(sól.SP)/(C+CV+SF)	Dosagem (kg/m ³)
SP	20,0%	0,0%	6,00

Adjuvante	Dosagem (kg/m ³)
Designação	Tipo

6 - PARÂMETROS DA CURVA DE FAURY

Consistência	Meios de compactação	Valores de A			Valores de B
		Natureza dos Agregados			
		Areia rolada		Areia e Agregad o grosso britado	
Agregad o grosso rolado	Agregad o grosso britado				
Terra Húmida	Vibração muito potente e possível compressão (pré-fabricação)	≤18	≤19	≤20	1
Seca	Vibração potente (pré-fabricação)	20 a 21	21 a 22	22 a 23	1 a 1,5
Plástica	Vibração média	21 a 22	23 a 24	25 a 26	1,5
Mole	Apiloamento	28	30	32	2
Fluida	Espalhamento e compactação pelo peso próprio	32	34	38	2

Areia rolada e agregado grosso britado:

Areia rolada e agregado grosso rolado:

$$A = 20 + slump \text{ (cm)}$$

$$A = 18 + slump \text{ (cm)}$$

Valores adoptados	
A	B
28	1,5

7 - RAI0 MÉDIO DO MOLDE

R(mm) = 16,00

8 - RESULTADOS

Peneiro EN mm	% retidos acumulados		
	c+m	m	m*
63,0	0,00	0,00	0,00
45,0	0,00	0,00	0,00
31,5	0,00	0,00	0,00
22,4	0,00	0,00	0,00
16,0	0,00	0,00	0,01
11,2	19,36	22,51	0,24
8,0	36,40	42,32	37,92
5,60	42,17	49,03	43,75
4,00	47,25	54,93	44,34
2,00	56,69	65,91	57,10
1,00	64,91	75,47	71,80
0,500	72,07	83,79	84,12
0,250	78,30	91,03	93,68
0,125	83,72	97,33	98,18
0,063	88,44	100,00	98,34
	D _{máx.} (ASTM)	16,00	16,00
	Módulo Finura	5,89	6,82

c + m: curva de referência de Faury: ligante + agregados

m - curva teórica de referência de Faury: agregados

m* - curva real: agregados

8.1 - Material a introduzir na mistura

Material	Dosagens por m ³ de Betão	Dosagens para uma amassadura de (L):	25
cimento	375,00 kg	9,38 kg	
cinza volante			
sílica de fumo			
areia media	388,10 kg	9,70 kg	
areia grossa	7,32 kg	0,18 kg	
Leca M	308,96 kg	7,72 kg	
0	0,00 kg	0,00 kg	
0	0,00 kg	0,00 kg	
SP	6,00 kg	0,15 kg	
A	145,20 L	3,63 L	

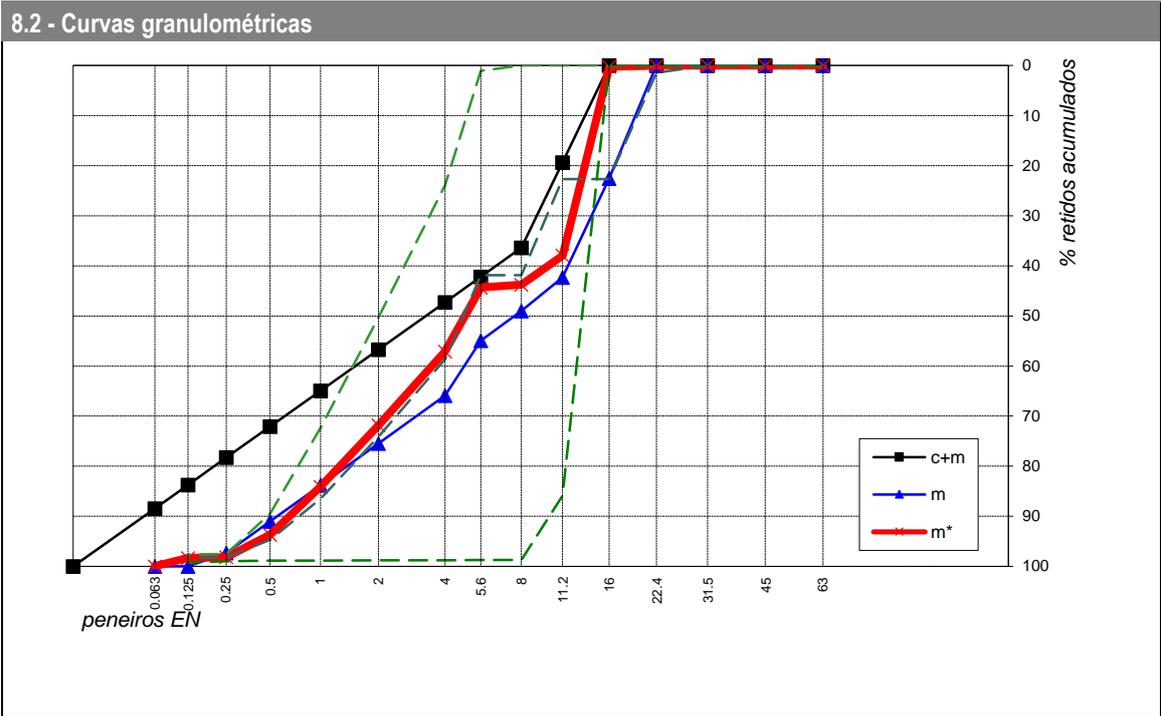
A - água a introduzir na mistura

$$A = At - (1 - \%SP) \times SP - \%H.I. \times M + \%A.I. \times M$$

%SP - teor de sólidos do SP

%H.I. - humidade dos inerte
absorção de água

%A.I. - dos inertes



Anexo II – Teste da composição 2 do betão de tipo 1

 <p>Universidade do Minho Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Materiais de Construção</p> <p>Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães Tel: 253 510 249 Fax: 253 510 217/249 e-Mail: aires@civil.uminho.pt</p>	Composição de betões Método de Faury				
	REQUERENTE				
	Teste				
OBRA					
Betão Leve LC20/22					
1 - AGREGADOS					
Peneiro EN		% retidos acumulados			
mm	areia media	Leca HD	Leca M		
63,0	0,0	0,0	0,0		
45,0	0,0	0,0	0,0		
31,5	0,0	0,0	0,0		
22,4	0,0	0,0	0,0		
16,0	0,0	0,0	0,0		
11,2	0,0	0,0	0,0		
8,0	0,0	13,4	85,91		
5,6	0,0	95,0	98,76		
4,0	1,07	95,0	98,76		
2,0	23,89	99,5	98,78		
1,0	50,25	99,5	98,81		
0,5	72,35	99,5	98,84		
0,25	89,51	99,5	98,89		
0,125	97,55	99,5	98,98		
0,063	97,63	99,5	99,23		
Absorção de Água (%)		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Humidade (%)		2,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Massa Volúmica (kg/m ³)		2650	1100	550	1
D _{máx.} (ASTM)		4,00	11,20	11,20	0,06
Módulo Finura		4,32	8,01	8,77	0,00
2 - LIGANTE					
	Designação	γ (kg/m ³)	Dosagem (kg/m ³)	% adição	
cimento	CEM I 42.5 R	3230	375	-	
cinza volante	Pegop	2362	0		
sílica de fumo	--	2300	0		
$\% \text{ de adição} = \text{adição} / (\text{cimento} + \Sigma \text{adições})$					

3 - VOLUME VAZIOS					
ACI 211.1		Valor adoptado (L/m ³):	20,0		
D _{máx.} (mm)	V _v (L/m ³)	(por interpolação linear)			
9,53	30				
12,7	25				
19,1	20				
25,4	15				
38,1	10				
50,8	5				
76,2	3				
101,6	2,7				
152,4	2				
4 - ÁGUA DE AMASSADURA					
razão água/ligante = At/(C+CV+SF) =	0,4	At(L/m ³) =	150,00		
At - água total		C - cimento			
CV - cinza volante		SF - sílica de fumo			
5 - ADJUVANTES					
Superplastificante (SP)	Teor de Sólidos	(sól.SP)/(C+CV+SF)	Dosagem (kg/m ³)		
SP	20,0%	0,0%	6,00		
Adjuvante		Dosagem (kg/m ³)			
Designação	Tipo				
6 - PARÂMETROS DA CURVA DE FAURY					
Consistência	Meios de compactação	Valores de A			Valores de B
		Natureza dos Agregados			
		Areia rolada		Areia e Agregado grosso britado	
		Agregado grosso rolado	Agregado grosso britado		
Terra Húmida	Vibração muito potente e possível compressão (pré-fabricação)	≤18	≤19	≤20	1
Seca	Vibração potente (pré-fabricação)	20 a 21	21 a 22	22 a 23	1 a 1.5
Plástica	Vibração média	21 a 22	23 a 24	25 a 26	1,5
Mole	Apiloamento	28	30	32	2
Fluída	Espalhamento e compactação pelo peso próprio	32	34	38	2

Areia rolada e agregado grosso
britado:

$$A = 20 + slump \text{ (cm)}$$

Areia rolada e agregado grosso
rolado:

$$A = 18 + slump \text{ (cm)}$$

Valores adoptados	
A	B
30	1,5

7 - RAIO MÉDIO DO MOLDE

R(mm) = 11,20

8 - RESULTADOS

Peneiro EN	% retidos acumulados		
	c+m	m	m*
63,0	0,00	0,00	0,00
45,0	0,00	0,00	0,00
31,5	0,00	0,00	0,00
22,4	0,00	0,00	0,00
16,0	0,00	0,00	0,00
11,2	0,00	0,00	0,00
8,0	18,32	21,30	21,44
5,60	36,44	42,37	44,84
4,00	42,02	48,85	45,41
2,00	52,40	60,92	58,79
1,00	61,43	71,42	72,94
0,500	69,30	80,57	84,80
0,250	76,15	88,53	94,02
0,125	82,11	95,46	98,35
0,063	87,29	100,00	98,45
D _{máx.} (ASTM)	11,20	11,20	11,20
Módulo Finura	5,25	6,09	6,19

c + m: curva de referência de Faury: ligante + agregados

m - curva teórica de referência de Faury: agregados

m* - curva real: agregados

8.1 - Material a introduzir na mistura

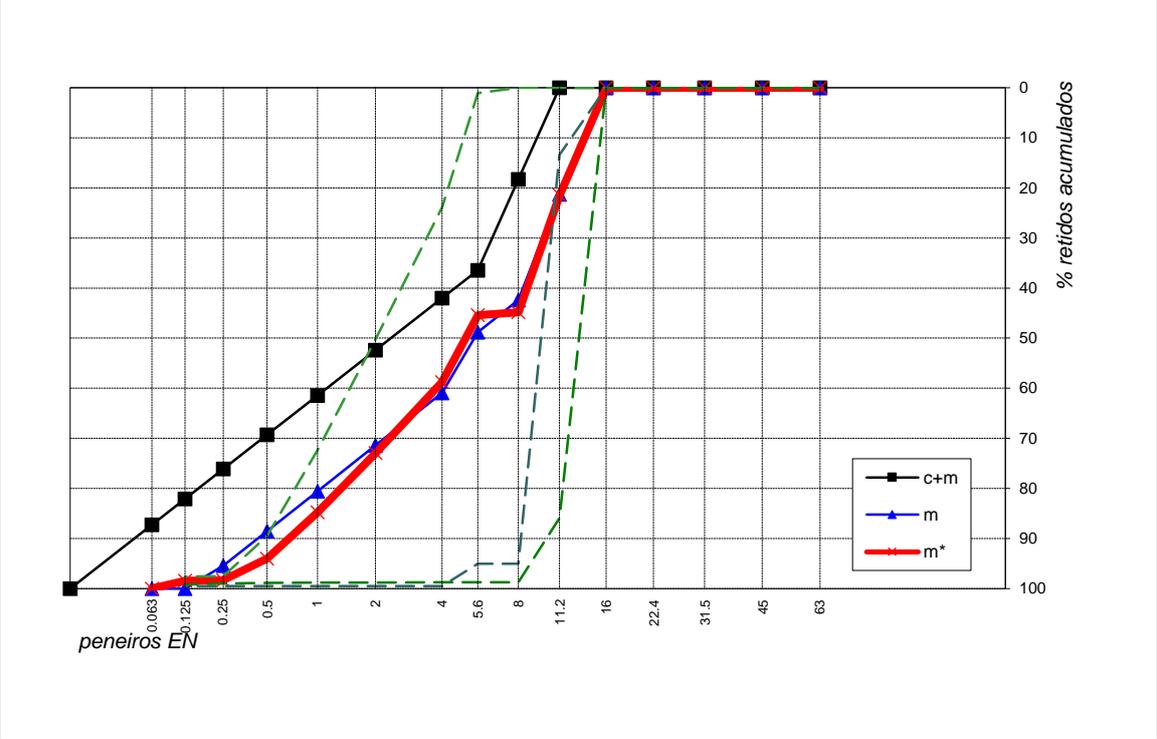
Material	Dosagens por m ³ de Betão	Dosagens para uma amassadura de (L):	25
cimento	375,00 kg	9,38 kg	375
cinza volante			
silica de fumo			
areia media	479,30 kg	11,98 kg	393,7847641
Leca HD	221,89 kg	5,55 kg	7,281035587
Leca M	184,18 kg	4,60 kg	307,3377154
0	0,00 kg	0,00 kg	0
0	0,00 kg	0,00 kg	0
SP	6,00 kg	0,15 kg	6
A	135,61 L	3,39 L	137,3243047

A - água a introduzir na mistura

$$A = A_t - (1 - \%SP) \times SP - \%H.I. \times M + \%A.I. \times M$$

%SP - teor de sólidos do SP
 %H.I. - humidade dos inerte
 absorção de água dos
 %A.I. - inertes

8.2 - Curvas granulométricas



Anexo III - Teste da composição 3 do betão de tipo 1

 Universidade do Minho Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Materiais de Construção Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães Tel: 253 510 249 Fax: 253 510 217/249 e-Mail: aires@civil.uminho.pt		Composição de betões Método de Faury				
		REQUERENTE Teste				
		OBRA Betão Leve LC20/22				
1 - AGREGADOS						
Peneiro EN		% retidos acumulados				
mm		areia média	Leca HD	Leca M		
63,0		0,0	0,0	0,0		
45,0		0,0	0,0	0,0		
31,5		0,0	0,0	0,0		
22,4		0,0	0,0	0,0		
16,0		0,0	0,0	0,0		
11,2		0,0	0,0	0,0		
8,0		0,0	13,4	85,91		
5,6		0,0	95,0	98,76		
4,0		1,07	95,0	98,76		
2,0		23,89	99,5	98,78		
1,0		50,25	99,5	98,81		
0,5		72,35	99,5	98,84		
0,25		89,51	99,5	98,89		
0,125		97,55	99,5	98,98		
0,063		97,63	99,5	99,23		
Absorção de Água (%)		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Humidade (%)		2,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Massa Volúmica (kg/m ³)		2650	1100	550	1	1
	D _{máx.} (ASTM)	4,00	11,20	11,20	0,06	0,06
	Módulo Finura	4,32	8,01	8,77	0,00	0,00
2 - LIGANTE						
	Designação	γ (kg/m ³)	Dosagem (kg/m ³)	% adição		
cimento	CEM I 42.5 R	3230	375	-		
cinza volante	Pegop	2362	0			
silica de fumo	--	2300	0			
% de adição = adição/(cimento + Σ adições)						

3 - VOLUME VAZIOS	
ACI 211.1	
Valor adoptado (L/m ³): 20,0	
D _{máx.} (mm)	V _v (L/m ³)
9,53	30
12,7	25
19,1	20
25,4	15
38,1	10
50,8	5
76,2	3
101,6	2,7
152,4	2

(por interpolação linear)

4 - ÁGUA DE AMASSADURA	
razão água/ligante =	0,4
$A_t / (C + CV + SF) =$	150,00
At - água total	C - cimento
CV - cinza volante	SF - sílica de fumo

5 - ADJUVANTES			
Superplastificante (SP)	Teor de Sólidos	(sól.SP)/(C+CV+SF)	Dosagem (kg/m ³)
SP	20,0%	0,0%	6,00
Adjuvante		Dosagem (kg/m ³)	
Designação	Tipo		

6 - PARÂMETROS DA CURVA DE FAURY					
Consistência	Meios de compactação	Valores de A			Valores de B
		Natureza dos Agregados			
		Areia rolada		Areia e Agregado grosso britado	
Agregado grosso rolado	Agregado grosso britado				
Terra Húmida	Vibração muito potente e possível compressão (pré-fabricação)	≤18	≤19	≤20	1
Seca	Vibração potente (pré-fabricação)	20 a 21	21 a 22	22 a 23	1 a 1,5
Plástica	Vibração média	21 a 22	23 a 24	25 a 26	1,5
Mole	Apiloamento	28	30	32	2
Fluida	Espalhamento e compactação pelo peso próprio	32	34	38	2

Areia rolada e agregado grosso britado:	$A = 20 + slump$ (cm)	Valores adoptados	
Areia rolada e agregado grosso rolado:	$A = 18 + slump$ (cm)	A	B
		30	1,5

7 - RAI0 MÉDIO DO MOLDE

R(mm) = 11,20

8 - RESULTADOS

Peneiro EN	% retidos acumulados		
	mm	c+m	m
63,0	0,00	0,00	0,00
45,0	0,00	0,00	0,00
31,5	0,00	0,00	0,00
22,4	0,00	0,00	0,00
16,0	0,00	0,00	0,00
11,2	0,00	0,00	0,00
8,0	18,32	21,30	21,44
5,60	36,44	42,37	44,84
4,00	42,02	48,85	45,41
2,00	52,40	60,92	58,79
1,00	61,43	71,42	72,94
0,500	69,30	80,57	84,80
0,250	76,15	88,53	94,02
0,125	82,11	95,46	98,35
0,063	87,29	100,00	98,45
D _{máx.} (ASTM)	11,20	11,20	11,20
Módulo Finura	5,25	6,09	6,19

c + m: curva de referência de Faury: ligante + agregados

m - curva teórica de referência de Faury: agregados

m* - curva real: agregados

8.1 - Material a introduzir na mistura

Material	Dosagens por m ³ de Betão	Dosagens para uma amassadura de (L):	25
cimento	400,00 kg	9,38 kg	375
cinza volante			
silica de fumo			
areia media	462,20 kg	11,56 kg	393,7847641
Leca HD	223,84 kg	5,60 kg	7,281035587
Leca M	181,32 kg	4,53 kg	307,3377154
0	0,00 kg	0,00 kg	0
0	0,00 kg	0,00 kg	0
SP	6,00 kg	0,15 kg	6
A	138,00 L	3,45 L	137,3243047

A - água a introduzir na mistura

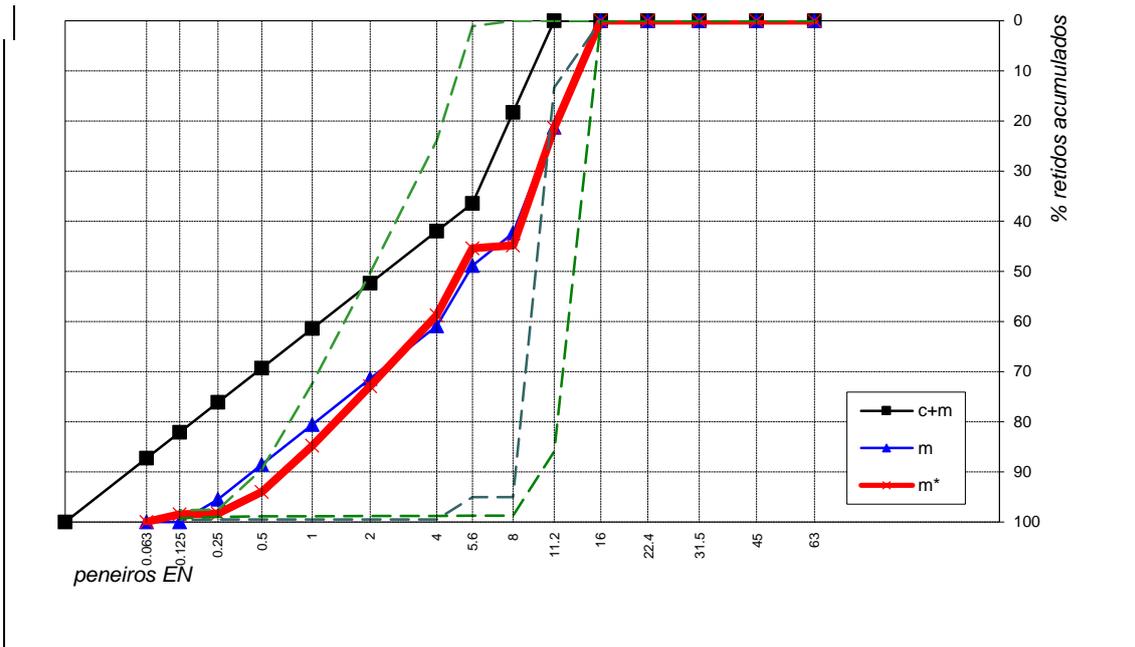
$$A = At - (1 - \%SP) \times SP - \%H.I. \times M + \%A.I. \times M$$

%SP - teor de sólidos do SP

%H.I. - humidade dos inerte

%A.I. - absorção de água dos inertes

8.2 - Curvas granulométricas



Anexo IV - Teste da composição 1 do betão de tipo 2

 Universidade do Minho Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Materiais de Construção Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães Tel: 253 510 249 Fax: 253 510 217/249 e-Mail: aires@civil.uminho.pt		Composição de betões Método de Faury				
		REQUERENTE Teste				
		OBRA Betão Leve LC40/44				
1 - AGREGADOS						
Peneiro EN		% retidos acumulados				
mm		areia media	Leca HD			
63,0		0,0	0,0			
45,0		0,0	0,0			
31,5		0,0	0,0			
22,4		0,0	0,0			
16,0		0,0	0,0			
11,2		0,0	0,0			
8,0		0,0	20,00			
5,6		0,0	95,03			
4,0		1,07	95,03			
2,0		23,89	99,52			
1,0		50,25	99,52			
0,5		72,35	99,52			
0,25		89,51	99,52			
0,125		97,55	99,53			
0,063		97,63	99,54			
Absorção de Água (%)		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	
Humidade (%)		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	
Massa Volúmica (kg/m ³)		2600	950	2550	1	
		D _{máx.} (ASTM)	4,00	11,20	0,06	
		Módulo Finura	4,32	8,07	0,00	
2 - LIGANTE						
	Designação	γ (kg/m ³)	Dosagem (kg/m ³)	% adição		
cimento	CEM I 42.5 R	3230	450	-		
cinza volante	Pegop	2362	0			
sílica de fumo	--	2300	0			
% de adição = adição/(cimento + Σadições)						

3 - VOLUME VAZIOS

ACI 211.1		Valor adoptado (L/m ³):	20,0
D _{máx.} (mm)	V _v (L/m ³)		
9,53	30		
12,7	25		
19,1	20		
25,4	15		
38,1	10		
50,8	5		
76,2	3		
101,6	2,7	(por interpolação linear)	
152,4	2		

4 - ÁGUA DE AMASSADURA

razão água/ligante = At/(C+CV+SF) =	0,37	At(L/m ³) =	166,50
At - água total		C - cimento	
CV - cinza volante		SF - sílica de fumo	

5 - ADJUVANTES

Superplastificante (SP)	Teor de Sólidos	(sól.SP)/(C+CV+SF)	Dosagem (kg/m ³)
SP	20,0%	0,0%	6,00

Adjuvante		Dosagem (kg/m ³)
Designação	Tipo	

6 - PARÂMETROS DA CURVA DE FAURY

Consistência	Meios de compactação	Valores de A			Valores de B
		Natureza dos Agregados			
		Areia rolada		Areia e Agregado grosso britado	
Agregado grosso rolado	Agregado grosso britado				
Terra Húmida	Vibração muito potente e possível compressão (pré-fabricação)	≤18	≤19	≤20	1
Seca	Vibração potente (pré-fabricação)	20 a 21	21 a 22	22 a 23	1 a 1.5
Plástica	Vibração média	21 a 22	23 a 24	25 a 26	1,5
Mole	Aploamento	28	30	32	2
Fluida	Espalhamento e compactação pelo peso próprio	32	34	38	2

Areia rolada e agregado grosso britado:

A = 20 + slump
(cm)

Areia rolada e agregado grosso rolado:

A = 18 + slump
(cm)

Valores adoptados	
A	B
28	1,5

7 - RAO MÉDIO DO MOLDE

R(mm) = 11,20

8 - RESULTADOS

Peneiro EN mm	% retidos acumulados		
	c+m	m	m*
63,0	0,00	0,00	0,00
45,0	0,00	0,00	0,00
31,5	0,00	0,00	0,00
22,4	0,00	0,00	0,00
16,0	0,00	0,00	0,00
11,2	0,00	0,00	0,00
8,0	19,33	23,32	10,65
5,60	38,44	46,38	50,59
4,00	43,84	52,90	51,09
2,00	53,90	65,03	64,08
1,00	62,65	75,59	76,33
0,500	70,26	84,78	86,59
0,250	76,90	92,79	94,57
0,125	82,67	99,75	98,31
0,063	87,69	100,00	98,35
	D _{máx.} (ASTM)	11,20	11,20
	Módulo Finura	5,36	6,41

c + m: curva de referência de Faury: ligante + agregados

m - curva teórica de referência de Faury: agregados

m* - curva real: agregados

8.1 - Material a introduzir na mistura

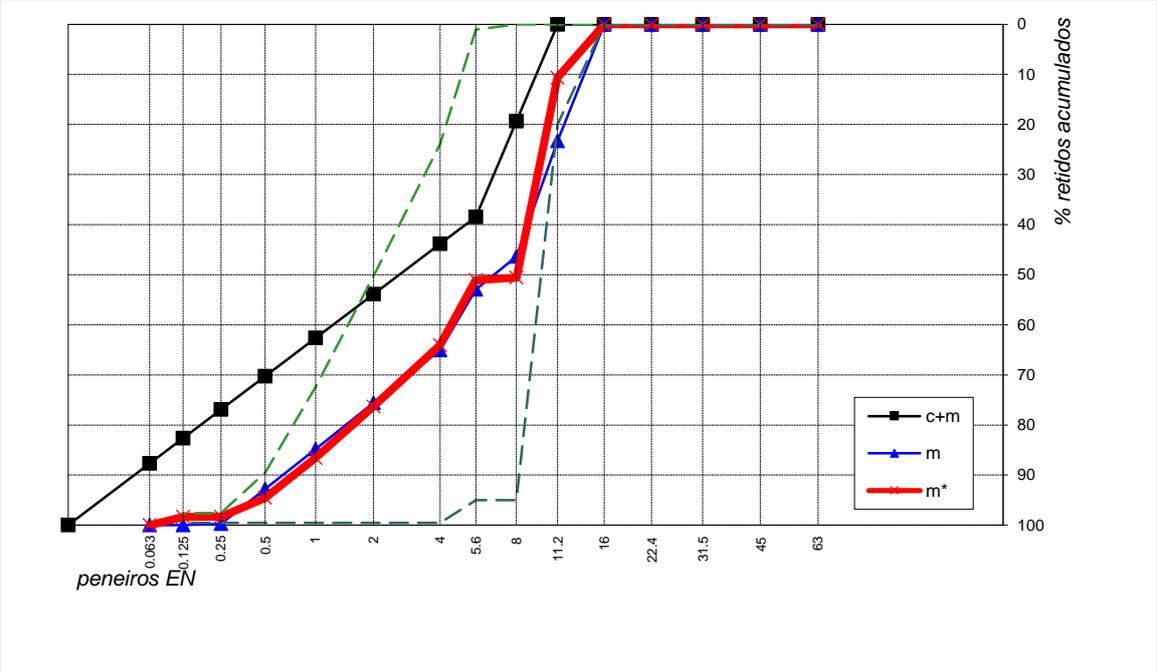
Material	Dosagens por m ³ de Betão	Dosagens para uma amassadura de (L):	25
cimento	450,00 kg	11,25 kg	
cinza volante			
silica de fumo			
areia media	423,15 kg	10,58 kg	
Leca HD	484,83 kg	12,12 kg	
0	2,78 kg	0,07 kg	
0	0,00 kg	0,00 kg	
0	0,00 kg	0,00 kg	
SP	6,00 kg	0,15 kg	
A	161,70 L	4,04 L	

A - água a introduzir na mistura

$$A = At - (1 - \%SP) \times SP - \%H.I. \times M + \%A.I. \times M$$

- %SP - teor de sólidos do SP
- %H.I. - humidade dos inerte absorção de água dos
- %A.I. - inertes

8.2 - Curvas granulométricas



Anexo V - Teste da composição 2 do betão de tipo 2

 <p>Universidade do Minho Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Materiais de Construção</p> <p>Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães Tel: 253 510 249 Fax: 253 510 217/249 e-Mail: aires@civil.uminho.pt</p>		Composição de betões Método de Faury				
		REQUERENTE				
		Teste				
		OBRA				
		Betão Leve LC40/44				
1 - AGREGADOS						
Peneiro EN		% retidos acumulados				
mm		areia media	Leca HD			
63,0		0,0	0,0			
45,0		0,0	0,0			
31,5		0,0	0,0			
22,4		0,0	0,0			
16,0		0,0	0,0			
11,2		0,0	0,0			
8,0		0,0	20,00			
5,6		0,0	95,03			
4,0		1,07	95,03			
2,0		23,89	99,52			
1,0		50,25	99,52			
0,5		72,35	99,52			
0,25		89,51	99,52			
0,125		97,55	99,53			
0,063		97,63	99,54			
Absorção de Água (%)		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Humidade (%)		2,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Massa Volúmica (kg/m ³)		2650	1100	2000	1	1
	D _{máx.} (ASTM)	4,00	11,20	0,06	0,06	0,06
	Módulo Finura	4,32	8,07	0,00	0,00	0,00
2 - LIGANTE						
	Designação	γ (kg/m ³)	Dosagem (kg/m ³)	% adição		
cimento	CEM I 42.5 R	3230	450	-		
cinza volante	Pegop	2362	0	-		
sílica de fumo	--	2300	0	-		
% de adição = adição/(cimento + Σ adições)						

3 - VOLUME VAZIOS		Valor adoptado (L/m³):
ACI 211.1		20,0
$D_{m\acute{a}x.}$ (mm)	V_v (L/m³)	
9,53	30	
12,7	25	
19,1	20	
25,4	15	
38,1	10	
50,8	5	
76,2	3	
101,6	2,7	
152,4	2	

(por interpolação linear)

4 - ÁGUA DE AMASSADURA	
razão água/ligante = $\frac{At}{(C+CV+SF)}$ =	0,37
At (L/m³) =	166,50
At - água total	C - cimento
CV - cinza volante	SF - sílica de fumo

5 - ADJUVANTES			
Superplastificante (SP)	Teor de Sólidos	(sól.SP)/(C+CV+SF)	Dosagem (kg/m³)
SP	20,0%	0,0%	6,00
Adjuvante	Dosagem (kg/m3)		
Designação	Tipo		

6 - PARÂMETROS DA CURVA DE FAURY					
Consistência	Meios de compactação	Valores de A			Valores de B
		Natureza dos Agregados			
		Areia rolada		Areia e Agregado grosso britado	
Agregado grosso rolado	Agregado grosso britado				
Terra Húmida	Vibração muito potente e possível compressão (pré-fabricação)	≤18	≤19	≤20	1
Seca	Vibração potente (pré-fabricação)	20 a 21	21 a 22	22 a 23	1 a 1.5
Plástica	Vibração média	21 a 22	23 a 24	25 a 26	1,5
Mole	Apiloamento	28	30	32	2
Fluida	Espalhamento e compactação pelo peso próprio	32	34	38	2

Areia rolada e agregado grosso britado:

$$A = 20 + slump \text{ (cm)}$$

Areia rolada e agregado grosso rolado:

$$A = 18 + slump \text{ (cm)}$$

Valores adoptados	
A	B
30	1,5

7 - RAIÓ MÉDIO DO MOLDE

R(mm) = 11,20

8 - RESULTADOS

Peneiro EN	% retidos acumulados		
	c+m	m	m*
63,0	0,00	0,00	0,00
45,0	0,00	0,00	0,00
31,5	0,00	0,00	0,00
22,4	0,00	0,00	0,00
16,0	0,00	0,00	0,00
11,2	0,00	0,00	0,00
8,0	18,32	22,11	10,15
5,60	36,44	43,97	48,23
4,00	42,02	50,70	48,75
2,00	52,40	63,23	62,09
1,00	61,43	74,13	74,87
0,500	69,30	83,62	85,59
0,250	76,15	91,88	93,91
0,125	82,11	99,07	97,81
0,063	87,29	100,00	97,86
D _{máx.} (ASTM)	11,20	11,20	11,20
Módulo Finura	5,25	6,29	6,19

c + m: curva de referência de Faury: ligante + agregados

m - curva teórica de referência de Faury: agregados

m* - curva real: agregados

8.1 - Material a introduzir na mistura

Material	Dosagens por m ³ de Betão	Dosagens para uma amassadura de (L):	95
cimento	450,00 kg	42,75 kg	
cinza volante			
sílica de fumo			
areia media	514,44 kg	48,87 kg	
Leca HD	527,89 kg	50,15 kg	
0	7,92 kg	0,75 kg	
0	0,00 kg	0,00 kg	
0	0,00 kg	0,00 kg	
SP	6,00 kg	0,57 kg	
A	151,41 L	14,38 L	

A - água a introduzir na mistura

$$A = At - (1 - \%SP) \times SP - \%H.I. \times M + \%A.I. \times M$$

%SP - teor de sólidos do SP

%H.I. - humidade dos inertes

%A.I. - absorção de água dos inertes

