



**Estudo do comportamento de elementos de conexão em GFRP
(Glass Fiber Reinforced Polymer) para utilização em painéis sandwich de betão**

Cláudia Sofia da Costa Gonçalves

UMinho | 2012

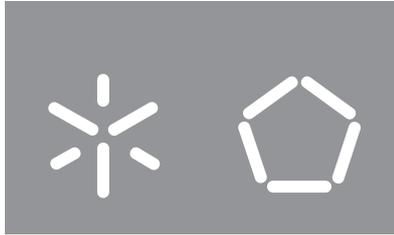


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Cláudia Sofia da Costa Gonçalves

**Estudo do comportamento de
elementos de conexão em GFRP
(Glass Fiber Reinforced Polymer) para
utilização em painéis sandwich de betão**

Novembro de 2012



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Cláudia Sofia da Costa Gonçalves

**Estudo do comportamento de
elementos de conexão em GFRP
(Glass Fiber Reinforced Polymer) para
utilização em painéis sandwich de betão**

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

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

Agradecimentos

O trabalho desenvolvido em virtude da concretização da Dissertação só foi possível graças ao envolvimento constante de um conjunto de pessoas. A intervenção ou a simples presença dessas pessoas contribuiu para que todo o trabalho e tempo despendido culminassem num projeto de qualidade. O meu agradecimento vai para todas essas pessoas.

Em forma de reconhecimento agradeço,

- Á Professora Doutora Maria Isabel Brito Valente, orientadora desta dissertação, pela sabedoria e ensinamentos transmitidos, por toda a dedicação, apoio e disponibilidade prestada, pelo encorajamento na elaboração de todo este projeto e pela forma cuidadosa com que se ajudou na organização da dissertação.
- Ao Engenheiro Rodrigo de Melo Lameiras, pelo tempo despendido na realização de todos os trabalhos, pela paciência e simpatia com que sempre me recebeu e acima de tudo por todos os ensinamentos fundamentais na concretização de um bom trabalho.
- Ao PIEP, Pólo de Engenharia de Polímeros da Universidade do Minho, por me receberem e permitirem a cooperação nos trabalhos de produção dos provetes de GFRP utilizados nas análises experimentais. Um agradecimento particular ao Rafael e ao Luís Oliveira por toda a informação útil que me transmitiram e permitiram enriquecer a dissertação.
- Á Civitest, responsável pela produção do betão utilizado na campanha experimental, por me possibilitarem o acompanhamento dos processos de betonagem.
- Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho pela cooperação nos trabalhos realizados nas instalações.
- Aos meus amigos, Sara e Marcelo, que iniciaram comigo o difícil percurso académico, e que acompanharam de perto todo o processo para terminar esta etapa. Agradeço-lhes as visitas ao laboratório, as ideias sugeridas e todos os bons momentos de descontração e alegria que partilhamos.
- Á Catarina, minha companheira de casa dos últimos anos, pelo seu companheirismo e por todos os bons momentos de convívio que partilhamos.

- Ao meu namorado João, que sempre fez questão de me acompanhar em todas as etapas importantes desta dissertação, principalmente nos trabalhos de laboratório, que sem a sua colaboração seriam muito mais morosos. A sua presença, companhia e todas as sugestões foram essenciais para a concretização deste trabalho.
- Aos meus pais, por todo o apoio e confiança que sempre depositaram em mim, e por último mas não menos importante, à minha irmã Fatinha, que me levou à Engenharia Civil, pelo interesse que sempre mostrou no meu trabalho, pelas perguntas constantes e por querer ver e dar opinião sobre tudo.

Resumo

O trabalho a desenvolver nesta dissertação decorre no âmbito do projeto de investigação “LEGOUSE – Pré-fabricação Modular de Edifícios de Custos Controlados”, em desenvolvimento no Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, que visa criar uma solução inovadora para a construção de casas modulares, recorrendo a painéis *sandwich* de betão pré-fabricados.

Os painéis *sandwich* de parede, propostos como solução mais funcional e económica, são constituídos por duas camadas externas de Betão Autocompactável Reforçado com Fibras de Aço (BACRFA), uma camada interna de material isolante e conectores em GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer). Os painéis *sandwich* devem garantir o correto funcionamento estrutural a que se destinam, mas também devem garantir bom comportamento térmico e resistir às cargas de manuseamento, armazenamento e transporte.

Os conectores em GFRP estabelecem a ligação física entre os panos de betão, assumindo uma função fundamental na transmissão de esforços entre eles e garantindo o funcionamento conjunto do painel *sandwich*. O GFRP permite ainda a redução das pontes térmicas que são originadas quando se aplicam conectores metálicos. Os conectores propostos são placas lisas perfuradas de GFRP, que são embebidos nos elementos de betão. Para efeitos de comparação, são preparados e ensaiados provetes com Betão Autocompactável Reforçado com Fibras de Aço (BACRFA) e Betão Autocompactável (BAC). A fim de avaliar o comportamento do conector ao corte e ao arranque são realizados ensaios em escala reduzida com provetes tipo *push-out* e tipo *pull-out*, respetivamente. São testados provetes, onde se faz variar o tipo de mantas de fibras de vidro usadas na produção dos conectores, a espessura dos conectores e o número de furos por conector. A avaliação do comportamento isolado dos furos no conector é efetuada através de ensaios de rasgamento em provetes com um único furo.

Com base nos resultados experimentais da capacidade resistente do conector em GFRP são desenvolvidas expressões analíticas preliminares para a avaliação da capacidade resistente do conector.

Palavras-chave: Painéis *sandwich*, BACRFA, BAC, conector em GFRP, ensaios *push-out*, ensaios *pull-out*.

Abstract

The work here presented is developed within the research project “LEGOUSE – Pré-fabricação Modular de Edifícios de Custos“, currently in development at the Civil Engineering Department of University of Minho. This project aims to create an innovative solution for the construction of modular housing, by using precast sandwich panels.

Sandwich wall panels are proposed as a more functional and economic solution and consist of two outer wythes made of Steel Fiber Reinforced Self Compacting Concrete (SFRSCC), an internal layer of insulating material and GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) connectors. The sandwich panels must guarantee the correct structural functioning, a good thermal behavior and should also resist to loads that result from handling, storage and transportation.

GFRP connectors establish the physical connection between the concrete wythes, assuming a fundamental role in the transmission of loads between them and ensuring the global behavior of the panel. GFRP also reduces the effect of thermal bridges that exist when metal connectors are applied. The proposed connectors consist on perforated GFRP flat plates that are embedded in concrete elements. For comparison purposes, test specimens are prepared and tested with Steel Fiber Reinforced Self Compacting Concrete (SFRSCC) and Self Compacting Concrete (SCC).

To evaluate the behavior of the connector, tests are performed on small scale specimens prepared for push-out tests and pull-out tests. The tested specimens’ variation consists on the type of glass fiber layers used to produce the connectors, on its thickness and on the number of holes per connector. The performance evaluation of isolated holes in the connector is done by testing strips with a single hole.

Preliminary analytical expressions are developed in order to evaluate the strength capacity of the connector. These equations are based on the experimental results obtained.

Keywords: Sandwich panels, SFRSCC, SCC, GFRP connector, *push-out* tests, *pull-out* tests.

Índice Geral

CAPÍTULO 1

Introdução	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objectivos da dissertação.....	3
1.3 Organização da dissertação.....	4

CAPÍTULO 2

Estado do Conhecimento	7
2.1 Enquadramento	7
2.2 Painéis <i>sandwich</i>	8
2.2.1 Descrição Geral e Enquadramento Histórico	8
2.2.2 Aplicações e Vantagens de Utilização.....	9
2.2.3 Materiais e elementos constituintes.....	11
2.2.4 Grau de interação em painéis <i>sandwich</i>	16
2.3 Conectores dos panos de betão	18
2.3.1 Generalidades dos conectores de FRP.....	18
2.3.2 Conectores <i>Perfobond</i>	22
2.4 Dimensionamento dos painéis <i>sandwich</i>	23
2.4.1 Generalidades	23
2.4.2 Metodologias de ensaio	24
2.4.3 Metodologias de Análise	31

CAPÍTULO 3

Produção do FRP.....	37
3.1 Introdução	37
3.2 Descrição geral dos Materiais Compósitos.....	37
3.3 Definição dos Materiais	39
3.4 Definição dos Provetes	42
3.4.1 Tipologias adoptadas	43
3.5 Processo de fabrico dos provetes de GFRP	48
3.5.1 Métodos de Produção do GFRP	48
3.5.2 Características e estimativa do custo dos provetes em GFRP.....	55
3.5.3 Comparação dos métodos de produção	58
3.6 Caracterização do GFRP à tração	59

CAPÍTULO 4

Produção do betão e dos provetes de ensaio	67
4.1 Introdução	67
4.2 Produção do betão.....	68
4.2.1 Conceção dos moldes e preparação da betonagem.....	68
4.2.2 Produção e betonagem de provetes de teste <i>push-out</i>	69
4.2.3 Produção e betonagem de provetes de teste <i>pull-out</i>	72
4.2.4 BAC e BACRFA	74
4.3 Caracterização mecânica do betão	77
4.3.1 Resistência à compressão	78
4.3.2 Módulo de elasticidade	80

CAPÍTULO 5

Análise experimental – Ensaio de tipo <i>Push-out</i>	83
5.1 Introdução	83
5.2 Configuração de ensaio.....	84
5.2.1 Equipamento.....	85

5.2.2	Geometria dos provetes de teste	86
5.2.3	Preparação do ensaio	88
5.2.4	Instrumentação.....	89
5.3	Modos de rotura	91
5.4	Resultados dos ensaios.....	96

CAPÍTULO 6

Análise experimental – Ensaio de tipo *Pull-out*..... 103

6.1	Introdução	103
6.2	Configuração de ensaio.....	103
6.2.1	Equipamento.....	104
6.2.2	Geometria dos provetes	105
6.2.3	Preparação do ensaio	107
6.2.4	Instrumentação.....	109
6.3	Modos de rotura	112
6.4	Resultados obtidos	119
6.4.1	Avaliação da capacidade de carga	119
6.4.2	Avaliação das extensões no GFRP	123
6.4.3	Avaliação da relação entre força e escorregamento	124
6.4.4	Validação do <i>setup</i> experimental.....	131

CAPÍTULO 7

Análise experimental – Ensaio de rasgamento..... 133

7.1	Introdução	133
7.2	Configuração de ensaio.....	134
7.2.1	Equipamento.....	134
7.2.2	Provetes de teste	136
7.2.3	Instrumentação e preparação do ensaio	138
7.2.4	Modos de rotura observados e resultados.....	139

Capítulo 8

Metodologias Analíticas	157
8.1 Introdução	157
8.2 Caracterização dos conectores de GFRP	158
8.3 Modelos matemáticos pré-existentes para conectores em chapa perfurada (tipo <i>Perfobond</i>).....	159
8.4 Modelos analíticos	162
8.4.1 Parâmetros a considerar	162
8.4.2 Modelos propostos.....	162
8.4.3 Resistência ao arranque (<i>pull-out</i>).....	166
8.4.4 Modelos analíticos propostos – resistência ao corte (<i>push-out</i>).....	174
8.4.5 Análise das expressões analíticas resultantes	181

CAPÍTULO 9

Conclusões	185
9.1 Conclusões gerais	185
9.2 Desenvolvimentos futuros	187
 BIBLIOGRAFIA	 191

Índice de Figuras

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 – Interligação dos capítulos da dissertação	5
--	---

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Perfil transversal típico de uma parede em painel <i>sandwich</i> , adaptação de Benayoune et al. (2008).....	9
Figura 2.2 – Aplicação arquitetônica de painéis <i>sandwich</i> nos edifícios Yardmaster, Spencer St Railyards, Melbourne, (Composite Global)	10
Figura 2.3 – Tipos de juntas de isolamento propostas no PCI Committee on Precast <i>Sandwich</i> Walls Panels (2011).....	11
Figura 2.4 – Tipos de conectores de corte, Rizkalla et al. (2010)	12
Figura 2.5 – Tipos de conectores (Naito et al., 2009)	13
Figura 2.6 – Esquemas das tipologias dos conectores inseridos nos painéis (Naito et al., 2009)	14
Figura 2.7 – Grau de interação em painéis <i>sandwich</i>	17
Figura 2.8 – Distribuição das extensões no painel sujeito à flexão, adaptado de Benayoune et al. (2008).....	17
Figura 2.9 – Conectores de corte com funcionamento unidirecional (PCI Committee on Precast <i>Sandwich</i> Walls Panels, 2011)	20
Figura 2.10 – Conectores de corte com funcionamento bi-direcional (PCI Committee on Precast <i>Sandwich</i> Walls Panels, 2011)	21
Figura 2.11 – Conectores que não garantem o funcionamento misto do painel (PCI Committee on Precast <i>Sandwich</i> Walls Panels, 2011)	22
Figura 2.12 – Conectores <i>perfobond</i> e <i>crestbond</i> (Veríssimo, 2007).....	22
Figura 2.13 – Ensaio de <i>push-out</i> adaptado de Naito et al. (2009)	25
Figura 2.14 – Resultados da carga-escorregamento dos provetes testados por Naito et al. (2009)	26
Figura 2.15 – Conector tipo <i>perfobond</i> usado nos ensaios de <i>push-out</i> realizados por Jeong et al. (2009).....	26
Figura 2.16 – Proвете <i>push-out</i> e resultados dos ensaios de Jeong et al. (2009).....	27
Figura 2.17 – Esquemas apresentados por Cho et al. (2010)	27
Figura 2.18 – Resultados apresentados por Cho et al. (2010)	28
Figura 2.19 – Configuração de ensaio apresentada por Frankl et al. (2011).....	29
Figura 2.20 – Localização das consolas curtas (Frankl et al., 2011).....	30
Figura 2.21 – Curva de referência relativa ao comportamento dos conectores, (Naito et al., 2009).....	34

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Tipos de malhas de fibra de vidro utilizadas.....	39
Figura 3.2 – Eixo considerado para a distribuição das fibras.....	40
Figura 3.3 – Provetes de <i>push-out</i> , malha QUASI em cima, malha CSM em baixo.....	42
Figura 3.4 – Técnica de <i>hand lay-up</i> (J&J Mechanic, 2012).....	49
Figura 3.5 – Produção de GFRP pelo método de Pultrusão (Fibrolux, 2012).....	50
Figura 3.6 – Elementos de zincor denominados de <i>tabs</i>	59
Figura 3.7 – Configuração do ensaio à tração	60
Figura 3.8 – <i>Clip gauge</i> colocado nos provetes.....	61
Figura 3.9 – Extensómetro colado na superfície do GFRP	61

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Fixação dos GFRP's nos moldes de betonagem dos provetes <i>pull-out</i>	69
Figura 4.2 – Dimensões da secção de BACRFA dos provetes <i>push-out</i> , medidas em mm....	70
Figura 4.3 – Cofragem para os provetes <i>push-out</i>	70
Figura 4.4 – Posicionamento dos conectores nos provetes de tipo <i>push-out</i>	71
Figura 4.5 – Provetes de caracterização do BACRFA de <i>push-out</i> após betonagem.....	71
Figura 4.6 – Passagem do BACRFA pelas aberturas dos conectores <i>push-out</i>	72
Figura 4.7 – Provetes de tipo <i>push-out</i> nos moldes após a betonagem	72
Figura 4.8 – Dimensões da secção de BACRFA ou BAC dos provetes <i>pull-out</i> , medidas em mm.....	73
Figura 4.9 – Cofragem para os provetes <i>pull-out</i>	73
Figura 4.10 – Proвете cilíndrico de caracterização de BAC.....	74
Figura 4.11 – Passagem do BAC através dos furos do conector.....	74
Figura 4.12 – Determinação do espalhamento	77
Figura 4.13 – Configuração do ensaio de compressão	78
Figura 4.14 – Modos de rotura dos provetes BACRFA, <i>push-out</i>	79
Figura 4.15 – Modos de rotura dos provetes BACRFA, <i>pull-out</i>	79
Figura 4.16 – Modos de rotura dos provetes BAC, <i>pull-out</i>	79
Figura 4.17 – Configuração do ensaio de determinação do módulo de elasticidade.....	81
Figura 4.18 – Ciclos de carga e descarga para determinação do módulo de elasticidade	82

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Ensaio de <i>push-out</i> típico segundo a NP EN 1994-1-1.....	85
Figura 5.2 – Configuração de ensaio	85
Figura 5.3 – Provetes de ensaio	86
Figura 5.4 – Provetes com e sem ranhura.....	87

Figura 5.5 – Quantidade e designação dos provetes de teste.....	87
Figura 5.6 – Montagem dos provetes de teste	88
Figura 5.7 – Preparação do provete de teste	89
Figura 5.8 – Instrumentação adotada.....	90
Figura 5.9 – Rotura tipo de um provete sem ranhura (SR)	94
Figura 5.10 – Rotura tipo de um provete com ranhura (CR).....	94
Figura 5.11 – Rotura por corte puro no conector dos pinos de betão (Quasi-e5,0-L3C-CR-01 (direita)).....	94
Figura 5.12 – Rotura do conector CSM com furos.....	95
Figura 5.13 – Rotura do conector QUASI com furos e influência dos furos de fixação do perfil	95
Figura 5.14 – Rotura por esmagamento na parte inferior do provete (Quasi-e5,0-Liso-SR-01 (direita)).....	95
Figura 5.15 – Esquema da determinação da capacidade de escorregamento	97
Figura 5.16– Gráfico força-escorregamento dos provetes CSM-e2,5-L3C-SR	99
Figura 5.17 – Gráfico força-escorregamento dos provetes QUASI-e5,0-L3C-SR.....	100
Figura 5.18 – Gráfico força-escorregamento dos provetes QUASI-e5,0-Liso-SR.....	100
Figura 5.19 – Gráfico força-escorregamento dos provetes CSM-e2,5-L3C-CR.....	101
Figura 5.20 – Gráfico força-escorregamento dos provetes QUASI-e5,0-L3C-CR	102

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 – Configuração de ensaio	104
Figura 6.2 – Esquemas dos provetes de tipo <i>pull-out</i>	106
Figura 6.3 – Quantidades e designações dos provetes de tipo <i>pull-out</i>	107
Figura 6.4 – Preparação dos provetes	108
Figura 6.5 – Montagem do ensaio de tipo <i>pull-out</i>	109
Figura 6.6 – Instrumentação utilizada	110
Figura 6.7 – Esquema de instrumentação utilizada – vista superior	110
Figura 6.8 – Detalhe da instrumentação utilizada	111
Figura 6.9 – Detalhe da instrumentação lateral	111
Figura 6.10 – Modos de rotura de conectores planos perfurados, em aço (Hauke, 2005)	112
Figura 6.11 – Distinção do aspeto das fendas no betão BACRFA e ABC.....	113
Figura 6.12 – Detalhes da cunha de betão formada no GFRP.....	116
Figura 6.13 – Modo de rotura dos conectores CSM com furos.....	116
Figura 6.14 – Aspeto final tipo dos provetes QUASI com furos	117
Figura 6.15 – Aspeto final tipo dos provetes CSM e QUASI lisos.....	117
Figura 6.16 – Rotura tipo da interface betão-GFRP para provetes CSM-L3C-BACRFA e CSM-L3C-BAC.....	118

Figura 6.17 – Rotura tipo dos provetes CSM e QUASI lisos executados em BACRFA e BAC	118
Figura 6.18 – Rotura tipo dos provetes QUASI com furos, executados em BACRFA e BAC	119
Figura 6.19 – Gráfico com cargas em ordem crescente	123
Figura 6.20 – Força vs. Escorregamento dos provetes CSM-e2,5-L3C-BACRFA.....	125
Figura 6.21 – Força vs. Escorregamento dos provetes CSM-e2,5-L3C-BAC.....	126
Figura 6.22 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-L3C-BACRFA	127
Figura 6.23 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-L3C-BAC.....	127
Figura 6.24 – Força vs. Escorregamento dos provetes CSM-e2,5-Liso-BAC.....	128
Figura 6.25 – Força vs. Escorregamento dos provetes CSM-e2,5-Liso-BACRFA.....	128
Figura 6.26 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-Liso-BAC.....	129
Figura 6.27 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-Liso-BACRFA	129
Figura 6.28 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-L4C-BACRFA	130
Figura 6.29 – Formação da cunha de betão	130

CAPÍTULO 7

Figura 7.1 – Conector em GFRP de painéis <i>sandwich</i>	133
Figura 7.2 – Corte dos pinos virtuais de betão, nos dois planos de corte, nos furos do <i>Perfobond</i> (Vieira, 2009).....	134
Figura 7.3 – Configuração de ensaio	135
Figura 7.4 – Provetes de ensaio	136
Figura 7.5 – Quantidades dos provetes de ensaio.....	138
Figura 7.6 – Instrumentação utilizada	138
Figura 7.7 – Evolução de um provete de rasgamento lateral de manta QUASI.....	139
Figura 7.8 – Evolução de um provete de rasgamento inferior de manta CSM.....	139
Figura 7.9 – Modos de rotura	140
Figura 7.10 – Rotura na zona inferior ao furo, num provete CSM.....	144
Figura 7.11 – Rotura na zona lateral ao furo, num provete QUASI.....	144
Figura 7.12 – Rotura na zona lateral ao furo, num provete CSM.....	145
Figura 7.13 – Rotura por esmagamento de um provete.....	145
Figura 7.14 – Definição das dimensões dos provetes, necessárias ao cálculo das tensões	147
Figura 7.15 – Curvas de carga vs. deslocamento de um provete tipo de rasgamento inferior	149
Figura 7.16 – Compilação das curvas tipo de carga vs. deslocamento de provetes de rasgamento inferior.....	150
Figura 7.17 – Curvas de carga vs. deslocamento de um provete tipo de rasgamento lateral .	150
Figura 7.18 – Compilação das curvas tipo de carga vs. deslocamento de provetes de rasgamento lateral.....	151

Figura 7.19 – Instrumentação dos provetes de ensaio	151
Figura 7.20 – Curvas de tensão-extensão dos provetes de rasgamento inferior.....	152
Figura 7.21 – Curvas de tensão-extensão dos provetes de rasgamento lateral.....	153
Figura 7.22 – Instrumentação do provete QUASI-e5,0-R. Lat_01	154
Figura 7.23 – Curvas de tensão-extensão do provete QUASI-e5,0-R. Lat.	154

CAPÍTULO 8

Figura 8.1 – Conector <i>perfibond</i> originalmente criado por Leonhardt et al. (1987)	159
Figura 8.2 – Condicionantes da resistência ao arranque (<i>pull-out</i>)	166
Figura 8.3 – Fenómenos condicionantes da resistência ao corte do conector <i>perfibond</i> (<i>push-out</i>).....	174
Figura 8.4 – Ilustração das condicionantes da resistência ao corte (<i>push-out</i>).....	175
Figura 8.5 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos do Modelo 1 (<i>pull-out</i>)	181
Figura 8.6 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos do Modelo 2 (<i>pull-out</i>)	182
Figura 8.7 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos do Modelo 1 (<i>push-out</i>)	183
Figura 8.8 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos do Modelo 2 (<i>push-out</i>)	183

Índice de Tabelas

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Tipologia de conectores usados nos ensaios descritos por Naito et al. (2009)....	13
---	----

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 – Tipos de fibras utilizadas pelo PIEP para a realização dos provetes, da marca comercial <i>SELCOM Multiaxial Ttechnology</i>	40
Tabela 3.2 – Quantidade de camadas de fibra, necessárias para a obtenção das diferentes malhas dos provetes.....	41
Tabela 3.3 – Quantidade fibra por direção das diferentes configurações de mantas.....	41
Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas da resina poliéster, em estado líquido a 23°C, da marca comercial <i>ASHLAND</i>	41
Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas da resina poliéster curada, da marca comercial <i>ASHLAND</i>	42
Tabela 3.6 – Provetes de caracterização das malhas	44
Tabela 3.7 – Provetes para análise experimental ao arranque – rasgamento inferior	44
Tabela 3.8 – Provetes para análise experimental ao arranque – rasgamento lateral	45
Tabela 3.9 – Componentes para ensaios experimentais de tipo <i>push-out</i>	46
Tabela 3.10 – Componentes para ensaios experimentais de tipo <i>pull-out</i>	47
Tabela 3.11 – Sequência de produção do FRP (Parte 1)	51
Tabela 3.12 – Preços dos tipos de fibras utilizadas pelo PIEP para a realização dos provetes, da marca comercial <i>SELCOM MultiaxialTtechnology</i>	55
Tabela 3.13 – Quantidade de camadas de fibra, necessárias para a obtenção das diferentes malhas dos provetes.....	56
Tabela 3.14 – Metodologia para a determinação do custo de produção de provetes com malha CSM-e2,5.....	57
Tabela 3.15 – Estimativa do custo dos componentes	57
Tabela 3.16 – Provetes de caracterização do GFRP com os <i>tabs</i> colados.....	60
Tabela 3.17 – Modos de rotura dos provetes	62
Tabela 3.18 – Carga, tensão e extensão máxima dos provetes ensaiados	63
Tabela 3.19 – Tensões, extensões máximas em regime elástico e módulo de elasticidade dos provetes ensaiados	64
Tabela 3.20 – Gráficos de tensão-extensão das diferentes mantas estudadas	65

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Composição do betão BAC (1 m ³)	75
Tabela 4.2 – Composição do betão BACRFA.....	75

Tabela 4.3 – Sequência de betonagem.....	76
Tabela 4.4 – Resultados do espalhamento das diversas betonagens	77
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de caracterização do betão à compressão	80
Tabela 4.6 – Resultados do ensaio ao módulo de elasticidade	82

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 – Modos de rotura observados no BACRFA e no GFRP	92
Tabela 5.2 – Resultados das cargas máximas e médias obtidas nos provetes testados	96
Tabela 5.3 – Cargas e deslocamentos para análise da ductilidade obtidos nos provetes testados	98

CAPÍTULO 6

Tabela 6.1 – Modos de rotura observados no betão e nos conectores.....	114
Tabela 6.2 – Resultados das cargas máximas e médias obtidas nos provetes <i>pull-out</i>	120
Tabela 6.3 – Resultados das extensões obtidas pelos LVDT's colados no conector	123

CAPÍTULO 7

Tabela 7.1 – Composição dos provetes de rasgamento	137
Tabela 7.2 – Roturas predominantes nos provetes testados	141
Tabela 7.3 – Modos de rotura observados após ensaio	142
Tabela 7.4 – Resultados dos ensaios de rasgamento	146
Tabela 7.5 – Resultados das tensões determinadas para os provetes em análise	148

CAPÍTULO 8

Tabela 8.1 – Parâmetros a considerar	162
Tabela 8.2 – Compilação dos modelos analíticos a utilizar	165
Tabela 8.3 – Parâmetros de entrada dos modelos <i>pull-out</i>	168
Tabela 8.4 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 1 (<i>pull-out</i>)	169
Tabela 8.5 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 1 (<i>pull-out</i>)	169
Tabela 8.6 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 1 (<i>pull-out</i>)	170
Tabela 8.7 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 2 (<i>pull-out</i>)	171
Tabela 8.8 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 2 (<i>pull-out</i>)	171
Tabela 8.9 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 2 (<i>pull-out</i>)	173
Tabela 8.10 – Parâmetros de entrada dos modelos de tipo <i>push-out</i>	176
Tabela 8.11 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 1 (<i>push-out</i>).....	176
Tabela 8.12 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 1 (<i>push-out</i>)	177

Tabela 8.13 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 1 (<i>push-out</i>)	177
Tabela 8.14 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 2 (<i>push-out</i>).....	178
Tabela 8.15 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 2 (<i>push-out</i>)	178
Tabela 8.16 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 2 (<i>push-out</i>)	179
Tabela 8.17 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 3 (<i>push-out</i>).....	180
Tabela 8.18 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 3 (<i>push-out</i>)	180
Tabela 8.19 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 3 (<i>push-out</i>)	180

Anexos

ANEXO 6.1

Curvas tensão vs. extensão do conector dos provetes de <i>pull-out</i> (flexão do GFRP)	195
---	-----

ANEXO 7.1

Curvas carga vs. deslocamento dos provetes de rasgamento.....	203
---	-----

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 Enquadramento

O presente texto refere-se à Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, realizada no Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, subordinada ao tema "*Estudo do comportamento de elementos de conexão em GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) para utilização em painéis sandwich de betão*".

O trabalho a ser desenvolvido nesta dissertação pretende ser um contributo no desenvolvimento de uma solução inovadora para a construção de casas modulares. O projeto “LEGOUSE – Pré-fabricação Modular de Edifícios de Custos Controlados”, atualmente em curso no Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, onde se tem vindo a desenvolver uma solução para edifícios de habitação de pequena e média dimensão que utiliza paredes constituídas por painéis *sandwich* de betão. Estes painéis são uma solução construtiva para paredes resistentes, e surgem como alternativa às soluções convencionais de paredes pré-fabricadas.

Os edifícios pré-fabricados permitem uma construção leve, tecnologicamente mais evoluída, rápida e, desejavelmente, com baixos custos de manutenção. Em termos económicos e ambientais podemos considerar que a evolução dos processos construtivos está direcionada para a pré-fabricação. A pré-fabricação modular reproduz um nicho de mercado na construção civil, com potencial de crescimento.

A solução inovadora proposta no projeto Legouse prevê a utilização de painéis *sandwich*. O uso de painéis *sandwich* pré-fabricados deve-se essencialmente à sua constituição. As duas camadas exteriores proporcionam uma elevada capacidade resistente, e o isolamento térmico e acústico é providenciado pela camada de isolamento situada entre os painéis. De um modo geral, o painel *sandwich* deverá ser capaz de suportar carregamentos laterais, principalmente associados ao vento, cargas gravíticas e também admitir deformações causadas por variações de temperatura. O local onde serão aplicados influencia fortemente o seu comportamento pois faz variar as condições de solicitação dos painéis.

A eficiência térmica e estrutural alcançada com a disposição em *sandwich* torna esta tecnologia competitiva. Este tipo de solução acolhe, em grande parte, as vantagens obtidas com as paredes pré-fabricadas em betão convencional, como sejam, durabilidade, economia, resistência ao fogo e capacidade de acomodar grandes vãos em espaços verticais sem suportes. As paredes realizadas com painéis *sandwich* podem ser paredes estruturais. Salienta-se que o isolamento providenciado por este tipo de solução proporciona capacidade térmica superior à de outros sistemas de paredes. O produto final não requer acabamento ou tratamento final, elevando as vantagens económicas da sua utilização (PCI Journal, 1997).

A solução proposta no projeto Legouse e considerada ao longo do presente trabalho prevê a utilização de painéis pré-fabricados, constituídos por duas camadas externas em Betão Autocompactável Reforçado com Fibras de Aço (BACRFA) ou Betão Autocompactável (BAC), com espessura de 60 mm, separadas por uma caixa-de-ar preenchida por um material isolante de espessura variável. Geralmente, estes painéis incorporam o sistema estrutural da edificação, pelo que é necessário estudar o seu comportamento e adequabilidade, dando resposta a questões de origem térmica e de resistência estrutural.

Para a execução dos painéis de betão, é possível utilizar betão autocompactável (BAC), material que resulta da evolução do betão convencional. Quando utilizado, este betão possui a capacidade de fluir livremente, permitindo a passagem entre as armaduras e o preenchimento do molde. A adição de fibras de aço ao betão cria a possibilidade de substituir as armaduras convencionais de forma total ou parcial, associando vantagens económicas que resultam da eliminação ou redução de mão-de-obra. A utilização de fibras de aço propicia ainda o aumento da ductilidade e da durabilidade do elemento e a melhoria do seu comportamento quando fendilhado. A não utilização de armaduras justifica-se pela introdução de fibras e pelo facto de a espessura do painel ser tão reduzida que não garante o recobrimento necessário das armaduras.

Para garantir o correto funcionamento dos painéis *sandwich* de BAC ou BACRFA, é necessário proceder à ligação dos seus vários componentes. Para tal, são colocados elementos que proporcionam a ligação efetiva entre os dois panos de betão e garantem o seu funcionamento conjunto. Estes elementos são designados de conectores. Os conectores penetram no núcleo de isolamento, favorecendo a ligação entre faces dos painéis e podendo assumir diversas formas e dimensões. A maior ou menor eficiência da ligação depende essencialmente da geometria dos conectores, da forma como estes se inserem ou ligam às camadas de BACRFA, da sua disposição entre painéis, e do material escolhido para o seu fabrico.

Usualmente, para fazer a ligação entre as duas faces de betão são utilizados conectores metálicos. Devido à elevada condutibilidade térmica desses conectores que penetram na

camada de isolamento, são ocasionadas pontes térmicas nas regiões das ligações (Rizkalla and Dawood, 2009). Uma vez que os painéis *sandwich* geralmente constituem a envolvente das edificações, essas pontes térmicas ocasionam uma perda significativa de eficiência energética (Lee and Pessiki, 2006).

Assim, é importante utilizar conectores com bom desempenho mecânico, mas realizados com materiais que apresentem menor condutibilidade térmica do que os conectores metálicos. No caso do presente trabalho, consideram-se conectores de GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), material que apresenta baixa condutibilidade térmica, proporcionando uma melhoria do desempenho térmico dos painéis (Lameiras, 2010).

1.2 Objectivos da dissertação

A realização deste trabalho tem como propósito final encontrar soluções apropriadas para realizar a ligação entre os panos de betão de painéis *sandwich*, mediante a utilização de materiais poliméricos que garantam elevada eficiência térmica e estrutural. Desta forma, é necessário efetuar um estudo experimental e analítico, definindo-se os quatro objetivos gerais seguintes:

- Definir e caracterizar duas soluções de GFRP de baixo custo, apropriadas à utilização em conectores GFRP que façam a ligação entre 2 panos de painéis *sandwich* de betão;
- Com base em geometrias de conectores já anteriormente estudadas, definir e caracterizar experimentalmente o comportamento à tração direta e ao corte de conectores realizados com as duas soluções de GFRP escolhidas, de modo a determinar a respetiva capacidade resistente, deformabilidade e sensibilidade a fenómenos de instabilidade;
- Através da caracterização experimental referida, identificar e descrever os modos de rotura de conectores de GFRP inseridos em lajes de BACRFA ou BAC e, mais precisamente, identificar a componente ou componentes da ligação que originam o colapso (escorregamento do perfil face ao painel de betão, rotura na laje de betão ou rotura no conector de GFRP);
- Calibrar expressões analíticas que possam quantificar a capacidade resistente de conectores lisos perfurados, realizados com GFRP.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em 9 capítulos, de forma enquadrar os diferentes assuntos abordados nas várias fases em que se dividiu o trabalho.

O **Capítulo 1 – Introdução**, apresenta o tema a ser desenvolvido, onde se dá ênfase ao enquadramento e pertinência do estudo dos painéis *sandwich* de betão no âmbito da construção pré-fabricada de baixo custo. Os objetivos a concretizar com a realização deste trabalho são igualmente abordados.

No **Capítulo 2 – Estado do Conhecimento**, é apresentada informação relevante, recolhida de trabalhos publicados por vários autores no âmbito do tema e tarefas desenvolvidas nesta dissertação. Este capítulo aborda e discute os principais conceitos inerentes aos painéis *sandwich* em estudo. A recolha de informação documentada permite justificar a atualidade e pertinência da abordagem deste tema.

O **Capítulo 3 – Produção do FRP**, descreve os procedimentos para a produção dos provetes de GFRP utilizados no decorrer deste trabalho. Com este capítulo, pretende-se mostrar o método de produção adotado, bem como descrever as propriedades do GFRP. Essas propriedades são determinadas com recurso a ensaios de tração direta, de provetes isolados de GFRP.

O **Capítulo 4 – Produção do Betão e dos provetes de ensaio**, apresenta o processo de execução dos provetes de betão destinados à realização de ensaios experimentais.

No **Capítulo 5 – Análise experimental – Ensaios de tipo *push-out***, é descrito o programa experimental dos ensaios de tipo *push-out*, realizados com provetes de betão autocompactável (BAC) e betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA). Neste ponto, abordam-se diferentes tipologias de conexão em GFRP, sujeitas a ensaios de corte.

O **Capítulo 6 – Análise experimental – Ensaios de tipo *pull-out***, apresenta os resultados obtidos na realização de ensaios de tipo *pull-out*, e tal como sucedeu nos ensaios *push-out*, foram estudadas diferentes tipologias de conectores em provetes de BAC e BACRFA.

No **Capítulo 7 – Análise experimental – Ensaios de rasgamento**, expõe-se a metodologia experimental e os resultados da campanha experimental de provetes de diferentes tipologias com um orifício, pretendendo simular o efeito de pino isoladamente.

No **Capítulo 8 – Metodologias Analíticas**, aborda-se a possibilidade de criar uma metodologia analítica de previsão da carga última de conectores em GFRP.

Finalmente, no **Capítulo 9 – Conclusões**, é apresentada uma síntese do trabalho realizado, salientando-se as conclusões mais importantes. Neste ponto final são também sugeridos desenvolvimentos futuros que possam dar continuidade ao trabalho iniciado na presente dissertação.

A interligação entre os capítulos que constituem a dissertação é notória e fundamental. Os primeiros dois capítulos apresentam a dissertação e resumem a pesquisa bibliográfica sobre o tema, sendo fundamentais para a definição da análise experimental a efetuar e para a escolha das metodologias analíticas mais adequadas. Por sua vez a definição e produção dos materiais

condiciona os resultados da análise experimental. A calibração de expressões analíticas é realizada com base nos resultados experimentais obtidos nos capítulos 5, 6 e 7. Toda esta descrição pode ser apresentada esquematicamente como se verifica na Figura 1.1.

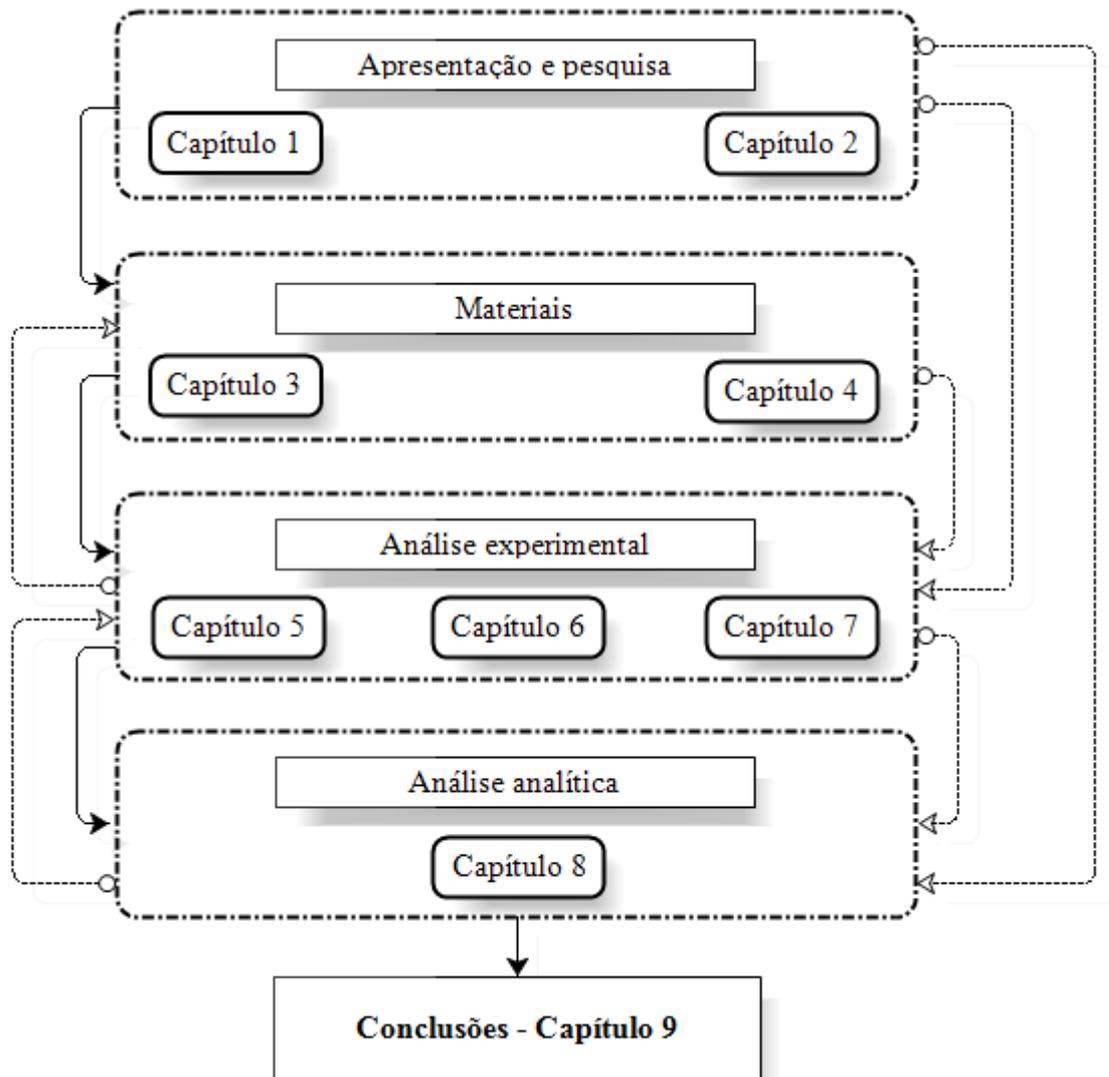


Figura 1.1 – Interligação dos capítulos da dissertação

CAPÍTULO 2

Estado do Conhecimento

2.1 Enquadramento

Este capítulo pretende descrever a investigação desenvolvida até à data presente, a nível académico e industrial, no âmbito do tema desta dissertação – "*Estudo do comportamento de elementos de conexão em GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) para utilização em painéis sandwich de betão*". Este trabalho insere-se no projeto "*LEGOUSE – Pré-fabricação Modular de Edifícios de Custos Controlados*". O projeto *LEGOUSE* prevê a utilização de painéis pré-fabricados, constituídos por duas camadas externas em Betão Autocompactável Reforçado com Fibras de Aço (BACRFA) ou Betão Autocompactável (BAC), com espessura de 60 mm, separadas por uma caixa-de-ar preenchida por um material isolante de espessura variável, sendo esta a solução considerada ao longo do presente trabalho.

Esta solução inovadora prevê a utilização de painéis *sandwich*, que permitem uma elevada agilidade na construção, podendo assim motivar a expansão da construção pré-fabricada modular com custo aliciante. O uso de painéis *sandwich* pré-fabricados deve-se essencialmente à sua constituição. As duas camadas exteriores proporcionam uma elevada capacidade resistente, já o isolamento térmico e acústico é providenciado pela camada de isolamento situada entre os painéis.

A ligação entre as duas faces de betão, BAC ou BACRFA, usualmente é feita com conectores metálicos, mas para combater as pontes térmicas originadas nas zonas das ligações, o material proposto em alternativa é o GFRP. Os conectores devem traduzir um bom desempenho mecânico, mas com melhor comportamento térmico que os metálicos, isto é, com menor condutibilidade térmica. No presente trabalho consideram-se conectores de GFRP, pois é um material que apresenta baixa condutibilidade térmica aumentando o desempenho térmico dos painéis.

2.2 Painéis *sandwich*

Com a necessidade crescente de construção rápida e eficiente, voltada para uma boa resposta nas principais características físicas das estruturas, os painéis *sandwich* tornam-se uma solução cada vez mais estudada.

A solução de painéis *sandwich* reúne em grande parte as vantagens obtidas com as paredes pré-fabricadas em betão convencional, aliadas à eficiência térmica e estrutural dos painéis *sandwich* torna esta tecnologia competitiva.

2.2.1 Descrição Geral e Enquadramento Histórico

A primeira utilização de painéis de parede pré-fabricados de betão na indústria da construção surgiu sob a forma de "tilt-ups" ou "tilt-slabs". O empreiteiro moldou a laje de piso e definiu-a como cofragem para os painéis de parede, onde ao lado o painel acabaria por ser instalado. Os painéis foram então moldados na posição horizontal e, após a cura adequada, as cofragens retiradas e os painéis inclinados para a instalação no local apropriado (Bunn, 2011).

Posteriormente, com os avanços da construção o painel externo começou a ser produzido em fábrica. Os produtores de painéis pré-fabricados são agora capazes de melhorar o controlo de qualidade e eficiência. Os painéis de betão aumentaram a sua eficiência térmica com a adição de uma camada de espuma de isolamento no interior e assim surge o painel *sandwich* de betão pré-fabricado para parede, como o conhecemos hoje (Bunn, 2011).

Os painéis *sandwich* têm sido produzidos e utilizados nos Estados Unidos da América (particularmente nos estados Norte) desde há mais de 50 anos. Ao longo dos tempos surgiram sucessivas melhorias e diferentes aplicações destes painéis. Inicialmente, surgiram os painéis *sandwich* de conexão parcial, que consistiam num pano estrutural de betão espesso, uma camada de isolamento e um pano de betão não estrutural. Mais tarde, surgiram os painéis planos de conexão total (PCI Committee on Precast Sandwich Walls Panels, 2011).

Já nos anos 60, surgiram, segundo Frankl et al. (2011), os painéis de uso exclusivo para paredes, como painéis *sandwich* de T duplo em betão. Esta tipologia colocou em evidência um dos principais problemas dos painéis *sandwich* que é a garantia da eficiência térmica. A solução de T duplo tinha por finalidade estabelecer a conexão total entre os panos e os painéis apresentavam paredes estruturalmente robustas. No entanto, a eficiência térmica foi prejudicada.

Os painéis planos de betão eram usados em substituição dos de duplo T para reduzir a quantidade de betão, para otimizar o desempenho estrutural, e para reduzir os custos globais (Rizkalla et al., 2009).

Anos mais tarde surgiram os laços de aço e as treliças de arame para substituir as zonas sólidas de betão. A aplicação destes conectores melhorou substancialmente o desempenho térmico dos painéis, embora estes conectores continuassem ainda a criar pontes térmicas que reduzem a eficiência térmica do painel. De acordo com vários autores (Frankl et al., 2011, Salmon et al., 1997, Einea et al., 1991) os painéis *sandwich* pré-fabricados para utilização em paredes são compostos, de uma forma genérica, por dois panos de betão separados entre si por uma camada de isolamento e por conectores que estabelecem a ligação entre os dois panos. A Figura 2.1 representa o painel *sandwich* típico.

Aos elementos descritos, surge por vezes a necessidade de acrescentar armadura de reforço quer transversal quer longitudinal, bem como a necessidade de recorrer a armadura de pré-esforço para eliminar ou reduzir o arco ou curvatura no painel (PCI Committee on Precast *Sandwich Walls Panels*, 2011).

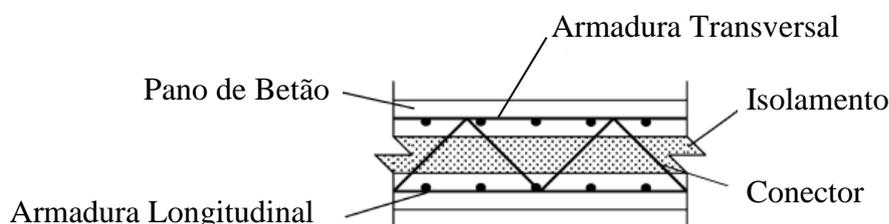


Figura 2.1 – Perfil transversal típico de uma parede em painel *sandwich*, adaptação de Benayoune et al. (2008)

Os painéis sem conexão foram introduzidas na década de 1980 e tinham como objetivo abordar as deficiências térmicas criadas pelos laços de aço. Os painéis sem conexão continham a quantidade mínima de conectores de corte para resistir apenas às cargas de movimentação, mas a falta de transferência de corte comprometia a integridade estrutural do sistema (Rizkalla et al., 2009).

Os painéis *sandwich* são semelhantes a outros elementos pré-fabricados em termos de dimensionamento, fabrico, transporte, manuseamento e montagem. No entanto devido à camada intermédia de isolamento, exibem características de comportamento próprias. O interesse nos painéis *sandwich* tem vindo a aumentar porque os fabricantes procuram produtos com elevado desempenho energético e estético (PCI Committee on Precast *Sandwich Walls Panels*, 2011).

2.2.2 Aplicações e Vantagens de Utilização

As aplicações dos painéis *sandwich* são diversas e a área de aplicação é praticamente transversal a todos os tipos de estruturas, incluindo edifícios industriais ou residenciais, escritórios, locais com baixas temperaturas interiores, com atmosferas controladas, armazéns,

entre outros. O uso mais comum destes painéis é em paredes exteriores. No entanto, têm sido usados como paredes divisórias, particularmente em salas de temperatura controlada (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Segundo Einea et al. (1991) as aplicações mais comuns na América do Norte e na Europa são em edifícios comerciais baixos e armazéns. Os painéis *sandwich* têm sido usados em diversas aplicações arquitetónicas, como apresentado na Figura 2.2, uma vez que o pano exterior pode receber qualquer tipo de acabamento usado com outro qualquer tipo de painel.



Figura 2.2 – Aplicação arquitetónica de painéis *sandwich* nos edifícios Yardmaster, Spencer St Railyards, Melbourne (Composite Global)

Segundo Frankl et al. (2011), as vantagens destes painéis prendem-se com o facto de possuírem capacidade de suportar carregamentos gravíticos de pisos, resistir a cargas normais ou transversais causadas pelo vento, isolar a estrutura e proporcionar um bom acabamento interior e exterior das paredes. As paredes de painéis *sandwich* de betão são utilizadas como paredes exteriores e interiores em diversas estruturas e têm a dupla função de transferência de carga e de isolamento da estrutura (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Os painéis *sandwich* possuem todas as características desejáveis de uma parede normal de betão pré-fabricado, tais como, durabilidade, economia, boa resistência ao fogo, grandes espaços verticais entre suportes, bem como a possibilidade de serem usadas como paredes de contraventamento e de retenção. Além disso, o isolamento confere um melhor desempenho energético, em comparação com muitos outros sistemas de parede (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Os painéis *sandwich* de betão são usados extensivamente na construção moderna para revestimento de sistemas de construção modular e geralmente fornecem um nível significativo de proteção contra eventos acidentais, como por exemplo uma explosão (Naito et al., 2009).

Os empreiteiros constatarem que o uso de painéis *sandwich* permite que o local da obra seja rapidamente desimpedido, permitindo que outros trabalhos possam ser executados num ambiente livre e confortável, além de que estes painéis são facilmente ligados a qualquer tipo

de estrutura, como por exemplo estruturas de aço, de betão armado e pré-fabricados de betão (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

2.2.3 Materiais e elementos constituintes

Os materiais utilizados no fabrico de painéis *sandwich* incluem o betão estrutural, armaduras e cabos de pré-esforço, bem como materiais exclusivos para painéis *sandwich* como os vários tipos de isolamento e conectores que ligam os panos de betão (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

A espessura e o tipo de isolamento adotado dependem das propriedades térmicas do material utilizado, da temperatura pretendida no interior do edifício e da resistência térmica do painel (Einea et al., 1991).

Dos tipos de isolamento mais utilizados nos painéis *sandwich* destacam-se a espuma de poliestireno expandido (EPS) e a espuma de poliestireno extrudido (XPS). A principal diferença entre os dois materiais reside na metodologia de fabrico associada a cada um deles, prendendo-se principalmente às características de densidade nominal resultante. Neste caso, o uso do EPS com menor densidade garante o isolamento térmico necessário e oferece benefícios consideráveis em termos económicos. Outros materiais de isolamento, tais como o Poliuretano (PUR) o Poliisocianurato (PIR), têm aplicabilidade nos painéis *sandwich*, tal como apresenta Einea et al. (1991).

A espessura mínima do isolamento utilizada normalmente é da ordem dos 25 mm (Salmon et al., 1997) e pode variar até aos 102 mm (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011). As discontinuidades do isolamento devem ser mínimas para evitar juntas de extremidade, como se verifica na Figura 2.3. Alguns tipos de material de isolamento conseguem transferir tensões de corte entre os panos de betão acima dos 69 kPa, no entanto esta contribuição é normalmente ignorada (Einea et al, 1991).

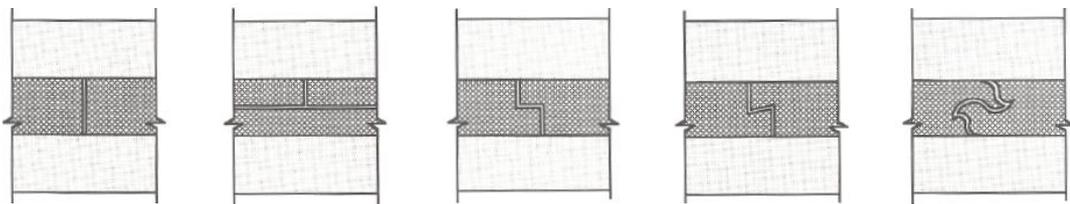


Figura 2.3 – Tipos de juntas de isolamento propostas no PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels (2011)

Existem muitos tipos de patentes de conectores. Exemplo disso são as C-ties, Z-ties, M-ties, as buchas de metal, os ganchos, as grelhas metálicas, as treliças metálicas, os pregos de plástico ou pinos. Há também patentes de sistemas de painéis para parede que utilizam uma

malha de fibra de carbono para estabelecer a ligação entre painos (PCI Committee on Precast *Sandwich Walls Panels*, 2011).

Salmon et al. (1997) introduziram o uso de um polímero reforçado com fibra (FRP) sob a forma de treliça ao longo do comprimento do painel. O uso de FRP no fabrico do conector aumenta a eficiência térmica dos painéis em relação aos painéis que contêm conectores de aço ou de betão. Resultados de ensaios mostraram que o uso do FRP alcançou um alto nível de conexão e bons benefícios térmicos (Frankl et al., 2011). A elevada interação entre os conectores FRP e o betão é um pré-requisito indispensável para alcançar a integridade estrutural do painel (Cho et al., 2010).

Seguindo o mesmo conceito, o carbono (CFRP) foi utilizado na construção de painéis *sandwich* de betão desde 2003, segundo Frankl et al. (2011). As fibras de carbono têm uma condutividade térmica aproximadamente 14% inferior à do aço. Assim, a ligação entre painos de betão com grelha de carbono permite obter um painel com conexão total, sem desenvolver pontes térmicas. A grelha deve ser orientada diagonalmente entre os painos de betão, mas normal à superfície da parede, permitindo que se desenvolva o mecanismo de treliça (Frankl et al., 2011). A Figura 2.4 apresenta alguns dos conectores mais usuais referidos anteriormente.

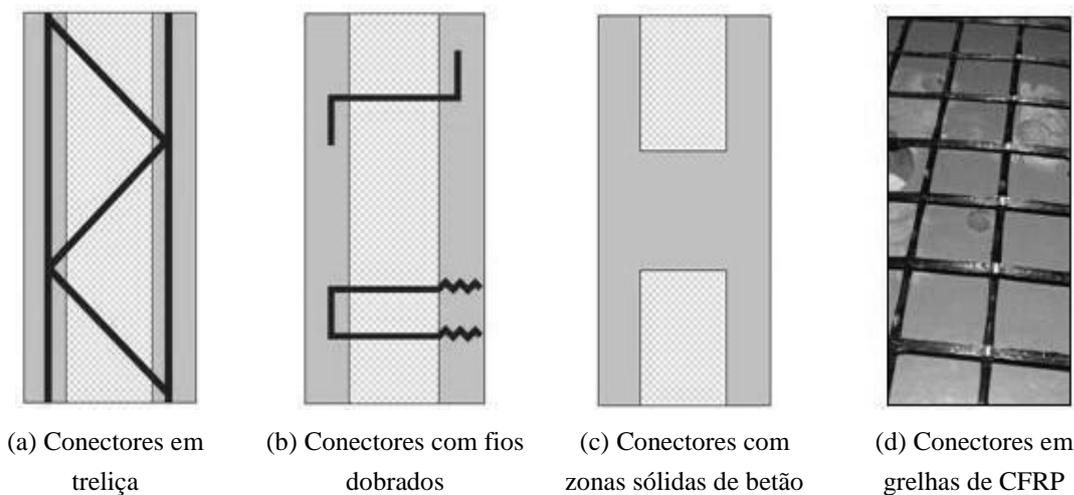


Figura 2.4 – Tipos de conectores de corte, Rizkalla et al. (2010)

Os conectores de corte estão disponíveis numa variedade de materiais e configurações. Estas incluem aço de carbono, aço inoxidável, aço de carbono galvanizado, polímeros reforçados de fibra de carbono (CFRP), polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP) e polímero reforçado com fibra de basalto (BFRP). Os vários materiais são escolhidos pelo seu custo, condutividade térmica, benefícios na resistência mecânica e na resistência à corrosão (Naito et al., 2009).

O espaçamento entre conectores varia consoante os tipos de conectores utilizados, sendo normalmente de 400 mm × 400 mm a 1220 mm × 1220 mm (PCI Committee on Precast Sandwich Walls Panels, 2011).

A Tabela 2.1 apresenta os conectores usados nos ensaios apresentados por Naito et al. (2009), sendo que a estes correspondem as ilustrações da Figura 2.5 e da Figura 2.6.

Tabela 2.1 – Tipologia de conectores usados nos ensaios descritos por Naito et al. (2009)

Denominação	Marca Comercial	Descrição
A	Dayton	Grelha de GFRP
B	THERMOMASS	Pino de GFRP
C	THERMOMASS	Pino de GFRP
D	Altus Group	Grelha de CFRP
E	Universal Building Products	Cordão de GFRP
F	Universal Building Products	Barra de basalto de FRP
G	TSA Manufacturing	Aço de carbono
H	Dayton Superior	Aço Galvanizado
I	Dayton Superior	Aço Galvanizado
J	Dayton Superior	Aço 1008
K	Dayton Superior	Aço zincado a quente
L	Dayton Superior	Aço zincado a quente

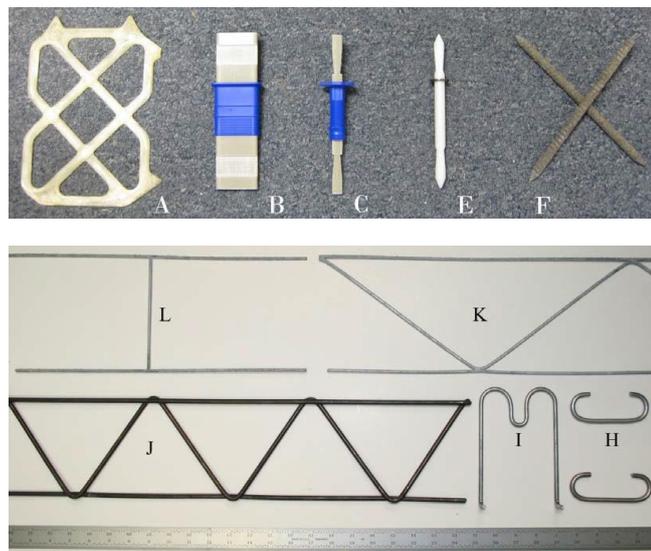


Figura 2.5 – Tipos de conectores (Naito et al., 2009)

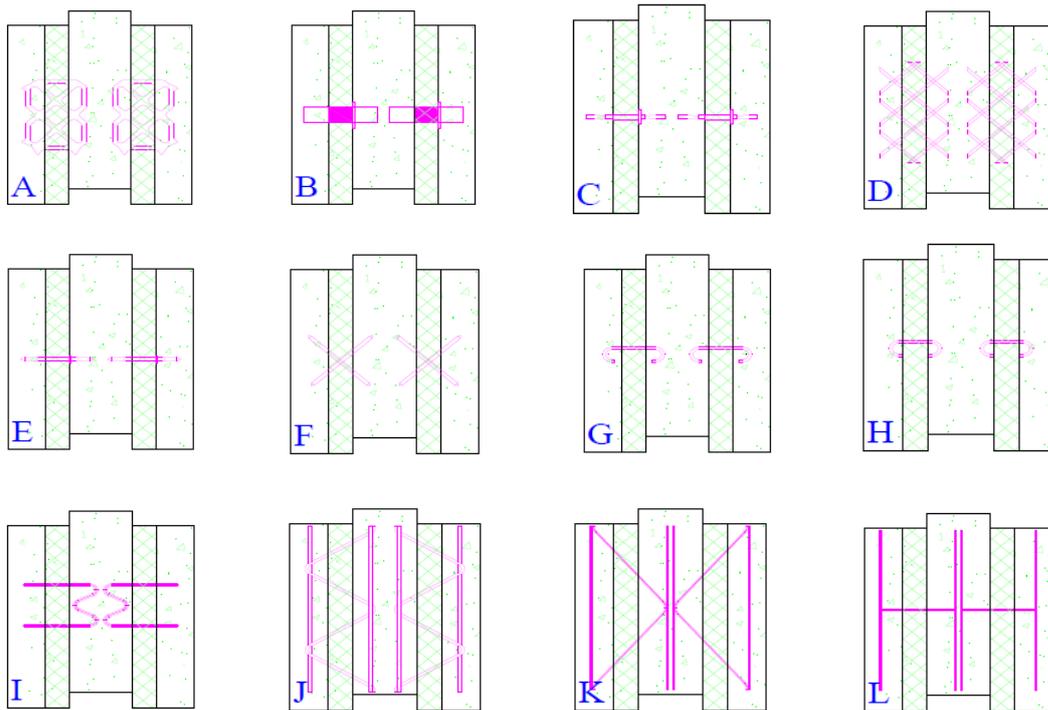


Figura 2.6 – Esquemas das tipologias dos conectores inseridos nos painéis (Naito et al., 2009)

Quando é necessário garantir a resistência à corrosão os materiais adequados são o aço inoxidável ou aço galvanizado, que podem ser usados em detrimento de um custo mais elevado. Infelizmente, o aço tem uma alta condutividade térmica que resulta em menor isolamento térmico para as paredes. Quando são especificadas maiores exigências térmicas e a corrosão é um risco, os materiais mais adequados a usar são o GFRP, o CFRP, ou o BFRP (Naito et al., 2009).

Os conectores CFRP além da baixa condutividade térmica que garantem aos painéis também têm a vantagem de eliminar o problema da corrosão, logo reduzindo as exigências de recobrimento, criando assim painéis mais leves (Insel et al., 2006).

O FRP, como um material não corrosivo, ao contrário do aço, foi explorado principalmente na aeronáutica e hoje é cada vez mais utilizado no campo da engenharia civil, devido à queda do seu preço. Os métodos de combinação de elementos de FRP com o betão dependem da forma do painel de FRP (Cho et al., 2010).

O betão utilizado nos panos dos painéis é geralmente um betão comum com cimento Portland ordinário, agregados com dimensão máxima de 10 mm, areia de rio e água (Benayoune et al., 2008). O betão necessita de ser vibrado aquando da sua colocação no molde de pré-fabricação. Neste sentido surgem vantagens na aplicação de betão autocompactável.

O betão autocompactável pode ser definido como um betão capaz de fluir quando colocado num molde, escoando entre as armaduras, envolvendo-as e preenchendo o respetivo molde, apenas sob o efeito do seu peso próprio e dispensando o uso de equipamentos externos de

vibração. Adicionando os benefícios associados à autocompactabilidade com os proporcionados pela incorporação de fibras de aço, é possível obter um material dotado de características de elevado desempenho: o betão autocompactável reforçado com fibras de aço – BACRFA (Pereira et al., 2004).

A espessura dos panos pode ser controlada pela resistência ao fogo especificada no projeto ou pelo recobrimento mínimo de betão exigido para as armaduras. Os panos de betão que compõem o painel podem ser pré-fabricados em laje plana, com núcleos ociosos ou com uma secção de betão produzida para um único projeto, isto é, com geometria única ou particular (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Segundo Einea et al. (1991) os panos de betão podem ser divididos em duas classes:

- Panos estruturais: são aqueles que proporcionam uma significativa transferência de resistência de carga entre os panos que constituem o painel. Os autores referem como valores mínimos recomendados de espessura de 50 mm (Einea et al., 1991).
- Panos não estruturais: também chamados de revestimento ou flutuantes são aqueles cuja contribuição para a resistência estrutural do painel é insignificante. A espessura do pano não estrutural é geralmente de 50 mm, no entanto tem sido produzidos com 38 mm. O diâmetro máximo do cabo de pré-esforço a ser utilizado está relacionado com a espessura do pano (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Relativamente à descrição, um painel 2/3/6 é aquele que compreende um pano de betão externo com 2 polegadas de espessura (51 mm), uma camada de isolamento de 3 polegadas de espessura (76 mm) e 6 polegadas de espessura no pano interno de betão (150 mm) (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Os painéis *sandwich* são fabricados praticamente com as mesmas formas e tamanhos dos painéis maciços. Em geral, quanto maiores forem os painéis, maior a eficiência económica, pois há menos peças para formar, menos transporte, montagens e ligações. O tamanho máximo é limitado pela capacidade de manusear a peça, pelos equipamentos, pela área da zona de montagem, pelas restrições de transporte e pela capacidade do painel resistir às tensões aplicadas (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

As dimensões típicas propostas por Frankl et al. (2011) correspondem a painéis com 14 m de altura e 3,7 m de largura. As espessuras dos panos de betão variam de 50 mm a 150 mm, sendo que num painel, as espessuras variam geralmente entre 130 mm e 300 mm.

Os painéis *sandwich* têm sido fabricados com dimensões máximas de 4,6 m de largura e 23 m de comprimento, e a espessura total tem variado entre 130 mm e 305 mm (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

2.2.4 Grau de interação em painéis *sandwich*

A maioria dos painéis *sandwich* é concebida para ter a menor espessura possível. A espessura de cada pano é geralmente determinada pelo tipo de painel e o fim a que se destina (Benayoune et al., 2008).

A NP EN 1994 (2010), norma Europeia para o projeto de estruturas mistas em aço e betão, apresenta dois conceitos com relevância para a análise da tipologia dos painéis. A NP EN 1994 (2010) diferencia o grau de conexão (ou composição) e o grau de interação. A interação está relacionada ao deslizamento relativo na interface dos elementos, enquanto a conexão está associada à capacidade de se atingir o momento máximo sem rotura da ligação.

Os painéis *sandwich* de betão, tendo em conta a definição de interação, podem ser classificados em três classes principais:

- Painéis sem interação: o painel é analisado, projetado e fabricado para os dois panos de betão agirem de forma independente. Geralmente um pano é estrutural e outro não, sendo que o estrutural é mais espesso (Einea et al., 1991). Estes painéis foram introduzidos na década de 80 e tinham como objetivo minimizar as deficiências térmicas criadas pelas ligações de aço. Apesar da menor capacidade estrutural, os painéis sem interação tornaram-se populares devido à sua eficiência térmica e características arquitetónicas, segundo Frankl et al. (2011).
- Painéis com interação total: os painéis são analisados, projetados e fabricados de modo a que os dois panos de betão funcionem em conjunto para resistir às cargas aplicadas. Todo o painel funciona como uma única unidade, isto é concretizado através da total transferência de esforço de corte entre os dois panos de betão (Einea et al., 1991).
- Painéis com interação parcial: estes painéis são analisados e concebidos como painéis de conexão total ou parcial durante o seu transporte e manuseamento na montagem, mas como sem conexão nos locais de carregamento. A experiência indica que a ligação inicial entre os dois panos de betão fornece a transferência de esforços de corte suficiente para as ações de manuseamento, mas para fins de projeto esta ligação considera-se viável a longo prazo (Einea et al., 1991 e PCI Committee on Precast *Sandwich Walls Panels*, 2011).

A Figura 2.7 apresenta o esquema que melhor elucida os 3 tipos de interação descritos.

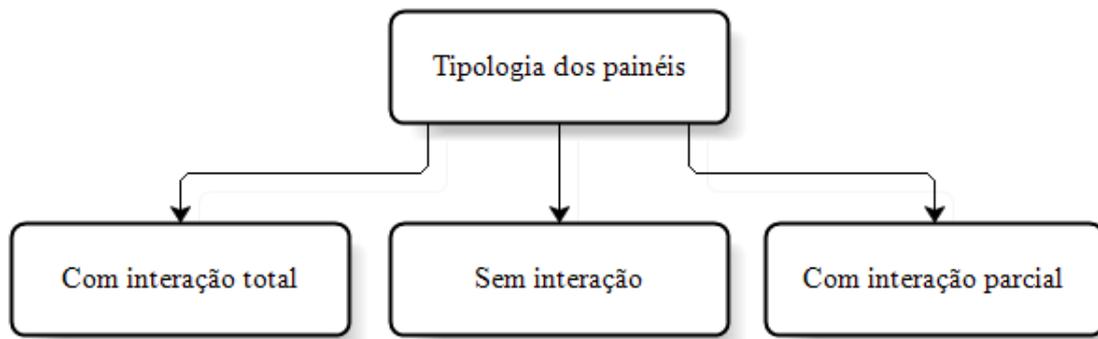


Figura 2.7 – Grau de interação em painéis *sandwich*

Portanto, segundo o NP EN 1994 (2010) os diagramas de extensões na seção transversal apresentados na Figura 2.8 classificam o painel quanto ao seu grau de interação e não quanto ao grau de conexão.

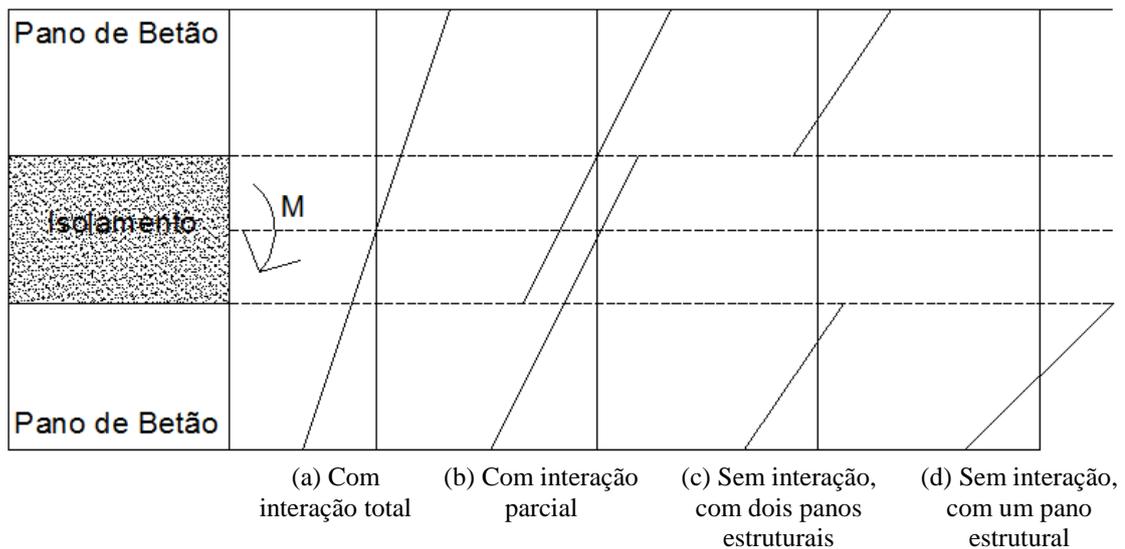


Figura 2.8 – Distribuição das extensões no painel sujeito à flexão, adaptado de Benayoune et al. (2008)

Definir e projetar um painel para um grau de interação parcial pode aumentar significativamente a eficiência estrutural e reduzir os custos iniciais e de ciclo de vida de um painel, em comparação com o caso sem conexão. O grau de interação depende da natureza das ligações entre as duas lâminas de betão. Aumentar o grau de interação entre as lâminas, aumenta a capacidade estrutural de um painel, tornando-o estruturalmente mais eficiente. No entanto, as ligações tradicionais de corte têm a consequência negativa de ligar as duas lâminas de betão, diminuindo assim a eficiência térmica (Frankl et al., 2011).

Um painel sem interação requer geralmente um pano ou panos mais espessos do que um painel com interação total, para a mesma carga e condições de vão. Para um painel sem interação, muitos projetistas assumem uma espessura global do painel cerca de 1,5 vezes a

espessura de um painel com interação total (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

2.3 Conectores dos panos de betão

Os conectores estabelecem a ligação entre os panos de betão e revela-se de elevada importância compreender os seus mecanismos de funcionamento e os formatos existentes na definição de um novo modelo de conector.

2.3.1 Generalidades dos conectores de FRP

Os conectores que ligam os panos de betão podem fornecer uma variedade de funções. Para os painéis que são retirados da cofragem a partir de uma posição horizontal, os conectores devem resistir às forças de tração causadas pelo peso do pano inferior somando qualquer força de sucção que atua no pano inferior. Estes conectores também devem resistir às forças de tração resultantes da sucção do vento para fora do plano e às forças sísmicas (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011). As propriedades geométricas e o material do conector devem proporcionar capacidade resistente e rigidez suficientes para que ocorra uma transferência significativa de esforço de corte entre os dois panos de betão (Salmon et al., 1997). Os conectores são produzidos numa variedade de configurações, incluindo treliças, pinos e grelhas (Naito et al., 2009).

Relativamente aos conectores, interessa recordar a definição apresentada no NP EN 1994 (2010), relativa ao grau de conexão. O grau de conexão de um painel poderá variar entre total e nulo, sendo total para painéis que atingem a ruína por flexão sem rotura na interface.

O tipo de conector e da sua disposição permitem que os painéis possam agir com conexão parcial a total (Naito et al., 2009).

Nos painéis com conexão total ou parcial, os conectores devem resistir aos esforços de corte causados pela flexão do painel. Os conectores podem permitir que um pano aja de forma independente, mas este pode ter de suportar o peso do pano exterior mais quaisquer forças de sucção quando o painel é apenas influenciado pela estrutura do pano interno (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Para possuírem resistência a cargas laterais, como as geradas pelas pressões do vento ou por explosões, os painéis *sandwich* de parede devem garantir um comportamento com conexão total (Naito et al., 2009).

Normalmente, os fabricantes publicam a capacidade resistente à tração e ao corte dos conectores, para uma determinada profundidade de encastramento. Podem também publicar

os valores de rigidez para determinados níveis de conexão, de modo a que os valores da capacidade resistente possam ser verificados em função do grau de conexão (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Estes conectores podem ser usados em ligações entre zonas sólidas como consolas curtas, encastramentos ou similares por forma a resistir a forças para fora do plano, embora as zonas sólidas resistam às forças no plano de corte. A conceção tradicional de conectores de corte permite que estes consigam resistir aos carregamentos relacionados com a construção, durante o manuseio e colocação. Na fase construtiva, um dimensionamento adequado deve garantir que os conectores permanecem em fase elástica (Naito et al., 2009).

Os conectores de corte são usados para transferir forças de corte entre os dois painéis. Estes painéis assumem uma função estrutural, sendo as forças de corte geradas pela flexão longitudinal nos painéis. Além disso, os conectores podem ser utilizados para transferir o peso de um pano não estrutural para o pano estrutural (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Os conectores de corte que são projetados para serem rígidos numa direção e flexíveis noutras são chamados de conectores de corte de sentido único. Exemplos destes são as treliças de aço longitudinal, nervuras sólidas de betão, buchas de metal, retângulos de fibras compostas e barras dobradas de pequeno diâmetro, tal como se apresenta na Figura 2.9. Devem ser considerados alguns cuidados no processo de fabricação para manter a orientação pretendida dos conectores (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

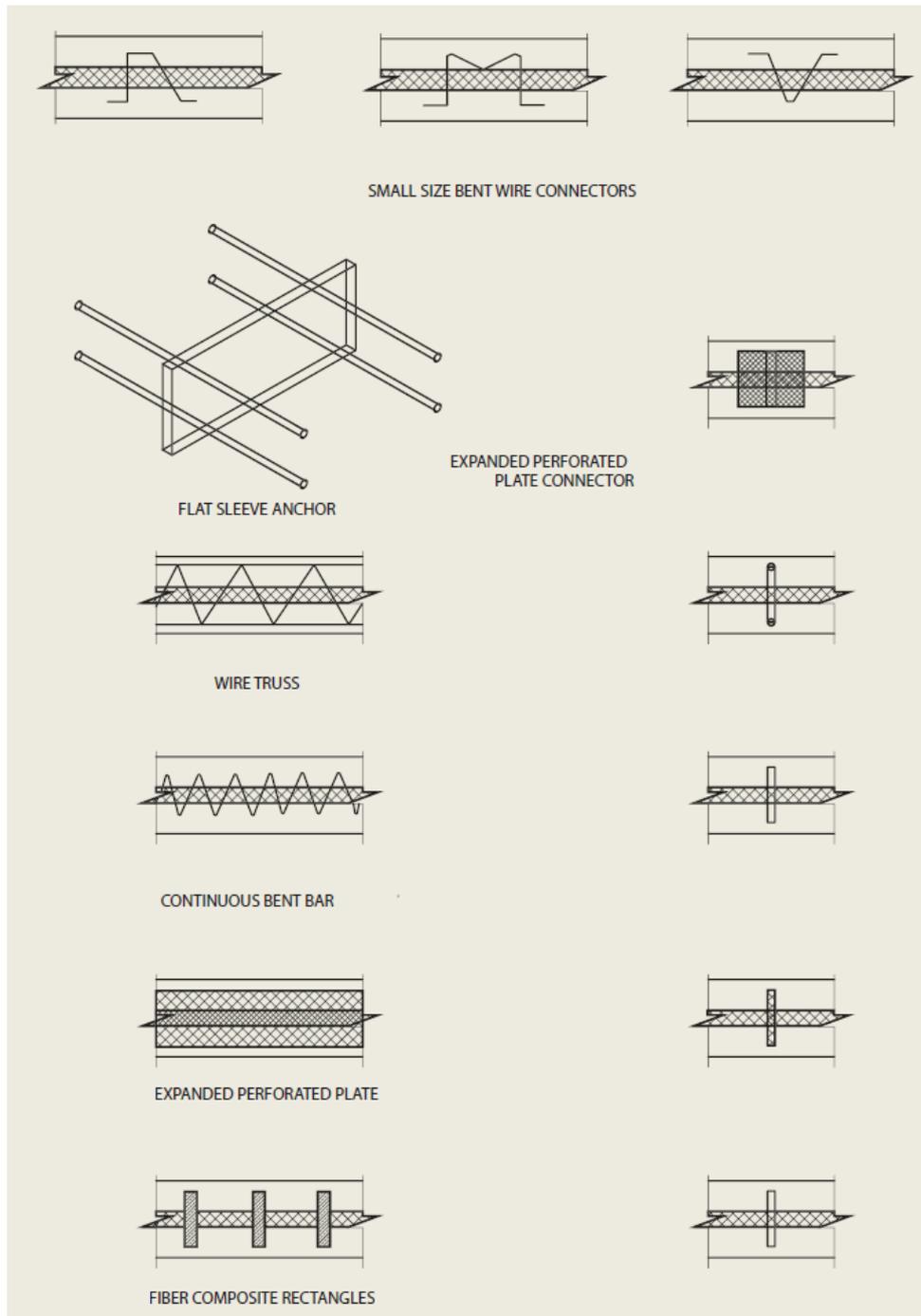


Figura 2.9 – Conectores de corte com funcionamento unidirecional (PCI Committee on Precast Sandwich Walls Panels, 2011)

Outros conectores de corte apresentam rigidez significativa em pelo menos duas direções. Estes transferem o esforço de corte nas direções longitudinal e transversal ao painel. Exemplos disso são as zonas sólidas de betão (muitas vezes localizadas em cada extremidade do painel e nos pontos de elevação, placas de conexão e buchas, tal como se apresenta na Figura 2.10. As placas de conexão e as buchas são normalmente instaladas em zonas sólidas de betão e podem, portanto, ser consideradas conexões rígidas de corte.

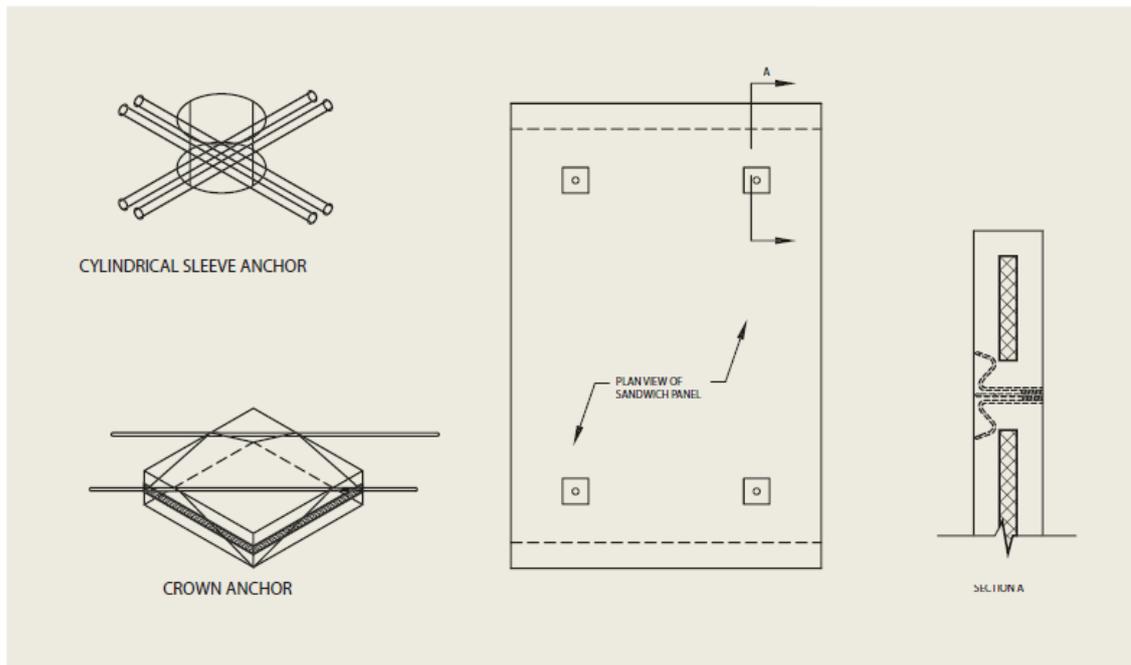


Figura 2.10 – Conectores de corte com funcionamento bi-direcional (PCI Committee on Precast *Sandwich Walls Panels*, 2011)

Em alguns casos, a camada de isolamento, por si só, pode transferir esforço de corte entre os painéis. A face rugosa do isolamento oferece maior transferência de esforços de corte que a outra face. A resistência ao corte oferecida pelo isolamento é, no entanto, considerada temporária. Com painéis sem interação supõe-se, por vezes, que o isolamento proporciona transferência de corte suficiente para criar uma ação de conexão durante o transporte, a manipulação e elevação mas a transferência de corte não é capaz de fornecer interação para resistir a cargas de serviço (PCI Committee on Precast *Sandwich Walls Panels*, 2011).

Os conectores sem interação – denominados ‘*noncomposite*’ – são geralmente considerados capazes de transferir apenas as forças de tração que se mobilizam entre painéis. Alguns conectores são, no entanto, capazes de transferir o peso próprio do elemento do painel exterior ao painel estrutural. São usados em painéis sem funcionamento misto para transferir as forças normais entre painéis e em painéis com funcionamento misto como conectores auxiliares aos conectores de corte, quando o espaçamento entre estes é grande. Estes conectores são incapazes de efetuar uma transferência significativa de corte e como tal a sua contribuição para o funcionamento misto é diminuta. Exemplos de conectores sem interação são os pinos de plástico, os conectores de fibras ligadas, os C-ties metálicos, os M-ties, os ganchos, como representados na Figura 2.11 (PCI Committee on Precast *Sandwich Walls Panels*, 2011).

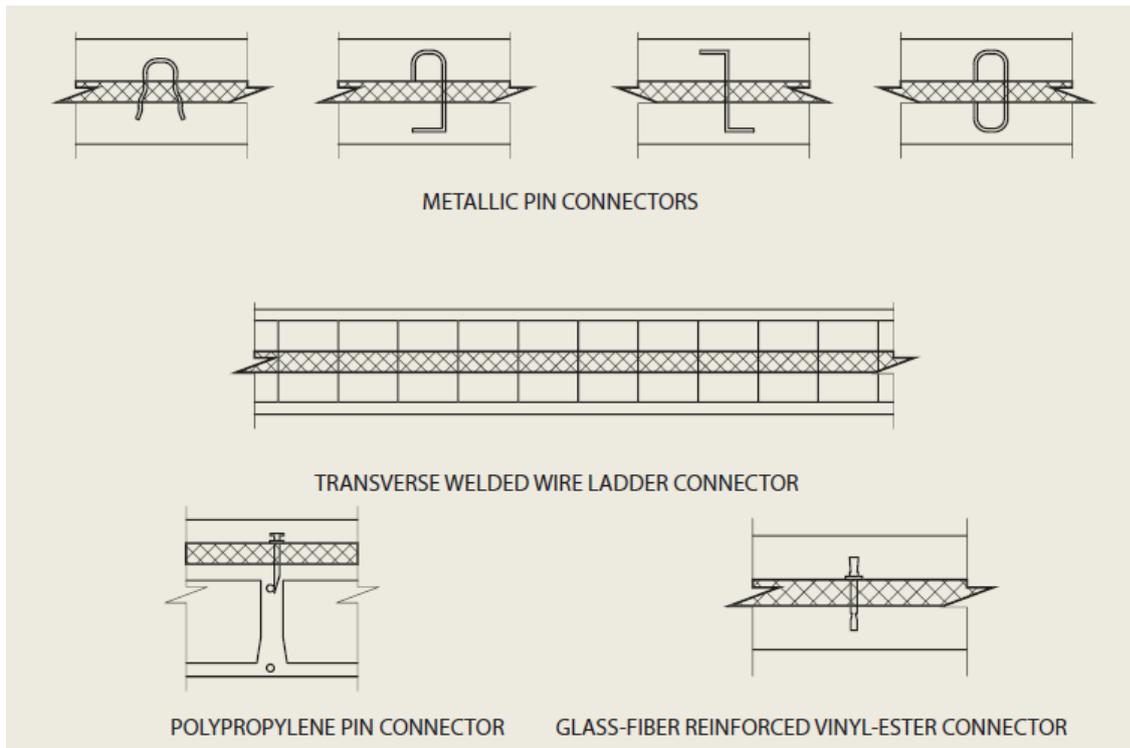


Figura 2.11 – Conectores que não garantem o funcionamento misto do painel (PCI Committee on Precast *Sandwich Walls Panels*, 2011)

2.3.2 Conectores *Perfobond*

O conector de tipo *perfobond* consiste numa chapa plana com um número de aberturas com forma circular, uniformemente espaçadas, como se apresenta na Figura 2.12. Quando as aberturas da chapa são preenchidas com betão, estas fornecem uma resistência ao corte longitudinal entre o aço e o betão. A resistência ao corte obtida com conectores de tipo *perfobond* é influenciada, principalmente, pelo diâmetro e espaçamento das aberturas circulares e pela resistência do betão utilizado. Geralmente, o diâmetro da abertura é assumido como metade da altura do conector. O espaçamento entre aberturas é o que produz a resistência máxima, correspondendo a cerca de $2D - 2,5D$, onde D é o diâmetro de uma abertura (Jeong et al., 2009).

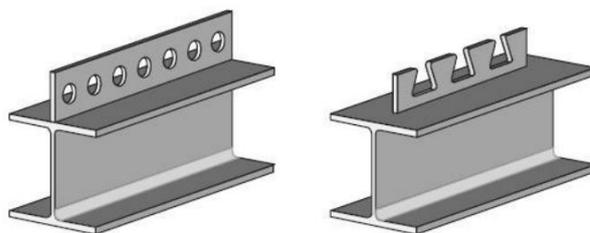


Figura 2.12 – Conectores *perfobond* e *crestbond* (Veríssimo, 2007)

Este conector foi inicialmente proposto pela empresa alemã Leonhardt, Andrá and Partners no final dos anos 80 (Zellner, 1987), e consiste numa chapa plana de aço onde se incluem aberturas circulares. Nestes conectores, a transmissão do esforço de corte é feita através dos pinos de betão que se mobilizam nas aberturas da chapa metálica. A resistência última decorre de quatro fenómenos: a resistência frontal do conector, o corte dos pinos de betão que se formam nas aberturas do conector, o corte longitudinal da camada de betão na linha do conector e a contribuição da armadura disposta transversalmente ao conector (Veríssimo, 2007). No caso de esta armadura não existir, é necessário garantir que existe forma de transmitir as forças transversais que se mobilizam na camada de betão, o que neste caso poderá ser conseguido através das fibras distribuídas na matriz de betão.

O conector proposto a desenvolver neste trabalho tem por base os conectores *perfobond* de aço utilizados em estruturas mistas de aço e betão. Por sua vez, o conector proposto possui particularidades que podem modificar/limitar o seu comportamento mecânico:

- O emprego de GFRP em vez de aço pode alterar a capacidade de carga da conexão uma vez que se altera o comportamento, os modos de rotura e a capacidade resistente do próprio conector, independentemente do tipo de betão que é utilizado. Além disso, o GFRP é um material anisotrópico, cujas propriedades dependem significativamente da quantidade e disposição das fibras utilizadas no laminado, pelo que a distribuição de tensões no GFRP ocorre em função dos parâmetros referidos, podendo modificar o comportamento geral da conexão;
- A limitação da espessura das camadas de BACRFA a 60 mm, que limita e condiciona toda a geometria do conector, incluindo: diâmetro do furo, dimensões do conector nas proximidades do furo, recobrimento de betão e profundidade de embebedimento dos pinos de betão formados no conector;
- O uso do BACRFA, em detrimento do betão convencional, pode conduzir a mudança no comportamento da conexão, principalmente pelo facto de proporcionar um maior confinamento do conector mesmo após a formação de fendas nas camadas de betão e devido à contribuição das fibras no comportamento ao corte do betão que forma os pinos responsáveis pela transmissão da carga.

2.4 Dimensionamento dos painéis *sandwich*

2.4.1 Generalidades

O dimensionamento de painéis *sandwich* de betão para paredes é semelhante ao de outros elementos pré-fabricados de betão. Depois de selecionado o tipo de painel (de conexão total, parcial ou sem conexão) e as propriedades da secção determina-se a distribuição de esforços

entre os vários elementos que constituem o painel (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

O projeto de um painel *sandwich* é bem-sucedido se garantir que o comportamento estrutural real do painel coincide, tanto quanto possível, com o comportamento previsto e o projeto original pressuposto, com os detalhes do painel e conectores que garantem a deformação prevista (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

O dimensionamento típico de painéis *sandwich* para paredes de betão pré-fabricados, considera, muitas vezes, painéis sem interação. Na prática, os painéis tendem a exibir um comportamento com interação parcial (Frankl et al., 2011).

O conhecimento atual do comportamento dos painéis *sandwich* é principalmente baseado em observações e alguns ensaios experimentais. Desse modo existem algumas diferenças de opinião entre os projetistas acerca do desempenho do painel, da eficácia da transferência de esforço de corte pelos conectores, bem como do efeito do tipo de isolamento e da rugosidade da superfície do conector (PCI Committee on Precast *Sandwich* Walls Panels, 2011).

Relativamente ao processo de fabrico de um painel, deve utilizar-se uma cofragem limpa e esta deve ser colocada sobre uma mesa vibratória. O betão é então vertido para formar o pano de fundo e é compactado por vibração. Como já foi referido, caso se utilize um betão autocompactável, o procedimento de vibração é dispensado. No pano de fundo são inseridos os conectores mantendo um recobrimento mínimo. De seguida procede-se à colocação do isolamento e sobre este deposita-se a camada superior de betão.

2.4.2 Metodologias de ensaio

O estudo apresentado por Naito et al. (2009) avaliou a influência do desempenho dos conectores nos modos de rotura dos painéis *sandwich* para parede. Os resultados experimentais indicam que os conectores utilizados em painéis *sandwich* de parede têm uma variação considerável de capacidade resistente, rigidez e capacidade de deformação. O mecanismo de ensaio que levou aos resultados apresentados é ilustrado na Figura 2.13. A resistência ao corte dos conectores pode ser determinada por um teste em escala reduzida denominado por ensaio de tipo *push-out*.

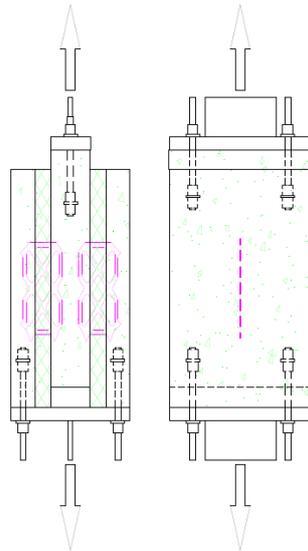


Figura 2.13 – Ensaio de *push-out* adaptado de Naito et al. (2009)

O deslocamento foi medido diretamente no provete, utilizando um transdutor de deslocamento (LVDT). A variação da resposta força-escorregamento está diretamente relacionada com a variabilidade na tipologia do conector. As conexões em FRP tipo treliça (A e D da Figura 2.5) apresentaram uma resposta elástica frágil, porque o comportamento ao corte foi dominado pela tensão instalada no FRP. A treliça de arame de aço (K da Figura 2.5) apresentou um comportamento elásto-plástico, porque o comportamento de corte foi dominado pela tensão no aço. O M-clip (tipo I da Figura 2.5) e o C-clip (tipo G da Figura 2.5) apresentaram um comportamento elásto-plástico com baixas deformações de corte. Um comportamento semelhante foi observado na conexão em escada de aço (tipo L da Figura 2.5), porém, um menor diâmetro do fio causou menores forças. Os pinos de FRP sem conexão (tipos C e E da Figura 2.5) apresentaram uma resposta elásto-plástica com recuperações menores. A conexão em pino de FRP (tipo B da Figura 2.5) produziu uma resposta elásto-plástica com capacidade de deformação elevada. O modo de rotura destas conexões foi dominado pela fratura laminar do conector e um modo combinado de flexão e corte na interface do betão (Naito et al., 2009). A Figura 2.14 apresenta os resultados em termos de carga-escorregamento dos provetes testados.

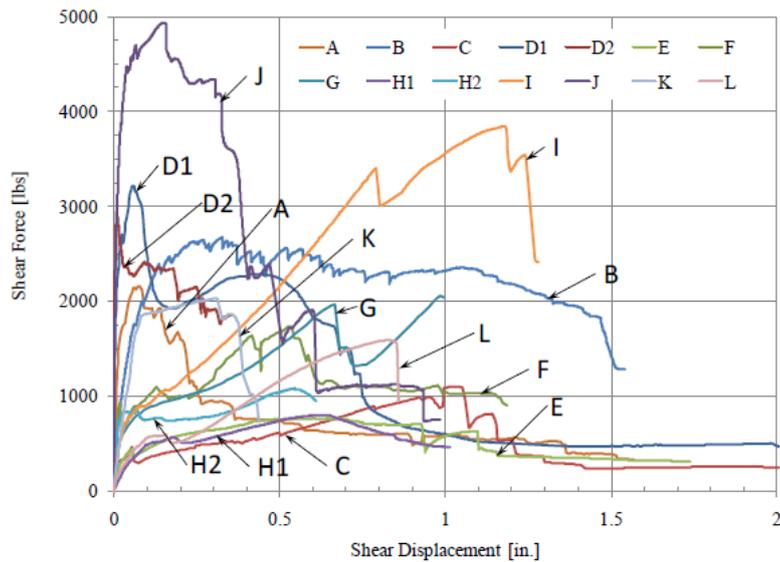


Figura 2.14 – Resultados da carga-escorregamento dos provetes testados por Naito et al. (2009)

As respostas dos conectores utilizados em painéis *sandwich* de betão pré-fabricados foram investigadas para avaliar a sua resistência para cargas superiores às cargas de serviço, cargas típicas de um evento de explosão (Naito et al., 2009).

Jeong et al. (2009) realizaram ensaios experimentais de tipo *push-out* para aferir o comportamento de conectores metálicos de tipo *perfobond*, como se apresenta na Figura 2.15.

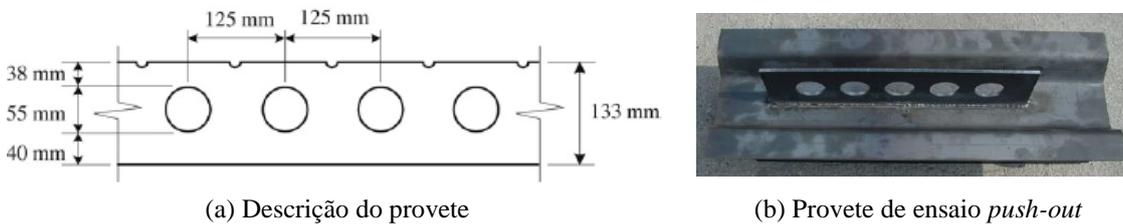


Figura 2.15 – Conector tipo *perfobond* usado nos ensaios de *push-out* realizados por Jeong et al. (2009)

As contribuições para a resistência ao corte do conector de *perfobond* podem ser divididas em três ações: o efeito de pino originado pelo betão que passa pelos furos dos conectores, resistência da armadura de reforço e a resistência frontal do betão (Figura 2.16a).

Foram testados 2 provetes *push-out* de cada exemplar, sem furos (PT-1), com furos (TP-2) e com furos e armadura de reforço nos furos (PT-3), num total de 6 amostras. A configuração de ensaio é apresentada na Figura 2.16b. Nos provetes PT-3, o espaçamento dos furos é o mesmo dos provetes PT-2, mas nos provetes PT-3 dois varões de reforço, com um comprimento de 200 mm e um diâmetro de 16 mm, passam através dos furos do *perfobond*.

As amostras foram betonadas na horizontal e posteriormente montadas na vertical. O betão utilizado possuía uma resistência à compressão de 30 MPa. A carga vertical monotónica foi aplicada com controlo de deslocamento a 0,03 mm/s utilizando uma máquina com capacidade

de 1000 kN. Os provetes foram instrumentados com LVDT's para medir o deslocamento da interface.

A Figura 2.16c mostra a comparação das curvas de carga-escorregamento das amostras ensaiadas. Segundo Jeong et al. (2009) a resistência final de corte dos modelos *perfibond*, com furos (PT-2), é aproximadamente 1,9 vezes maior do que sem furos (PT-1). A resistência última ao corte dos provetes PT-3 é 15% maior do que a das amostras PT-2.

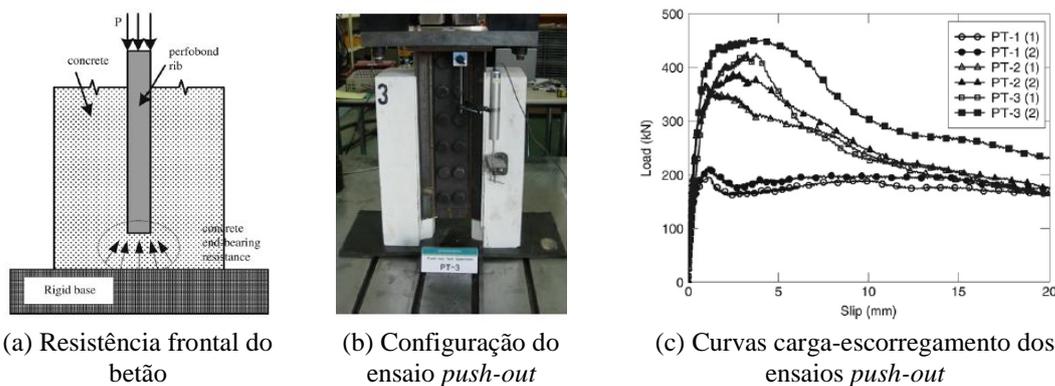


Figura 2.16 – Provede *push-out* e resultados dos ensaios de Jeong et al. (2009)

O estudo apresentado por Cho et al. (2010) pretende analisar o sistema de ligação entre o FRP-betão onde a secção de FRP é furada conforme mostrado na Figura 2.17a. Cho et al. (2010), apresenta a realização de ensaios *push-out* para avaliar o comportamento ao corte de acordo com a variação do diâmetro dos orifícios no FRP. O desempenho ao corte foi avaliado usando amostras com diâmetros dos orifícios de 50 mm e 70 mm, como se apresenta na Figura 2.17b.

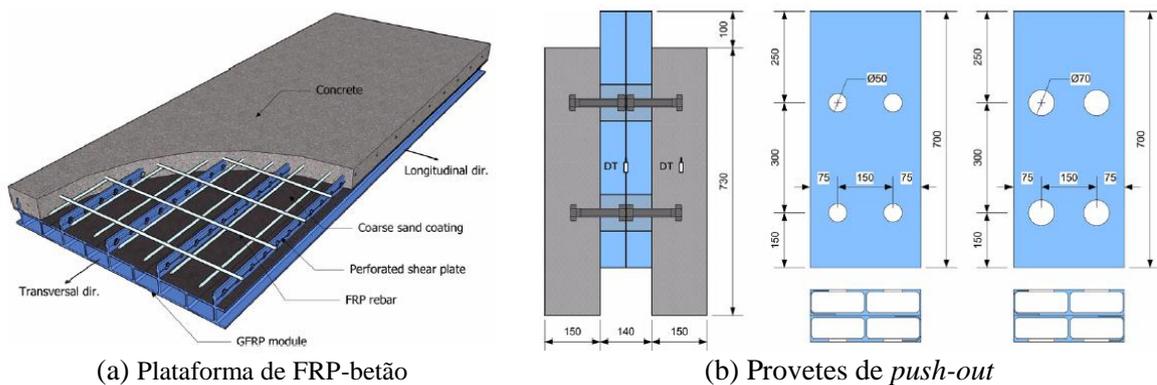


Figura 2.17 – Esquemas apresentados por Cho et al. (2010)

A placa perfurada é um sistema de FRP fazendo uso do conceito do conector *perfibond*. A extrusão, na parte inferior impede a separação normal entre o FRP e o betão, e os furos resistem ao corte entre o FRP e o betão. Vários estudos paramétricos foram dedicados ao conector *perfibond* de aço tendo o diâmetro e o espaçamento dos orifícios como parâmetros, mas não há nenhuma pesquisa dedicada ao corte de placas perfuradas feitas de FRP (Cho et

al., 2010). Para os conectores tipo *perfobond* já foram realizados diversos estudos (Ogeujiofor (1994), Valente (2007), Veríssimo (2007)) que abordam o comportamento experimental.

O estudo de Cho et al. (2010) revelou um desempenho notável da placa de corte perfurada na prevenção da separação normal entre o FRP e o betão, mas a sua pobre rigidez tangencial leva à ocorrência de grandes deformações de flexão. Assim, em vez de aplicar um sistema individual de conexão de corte, na placa de corte perfurada deve ser aplicada, adicionalmente, um revestimento de areia, de modo a tirar partido do seu desempenho tangencial.

A resistência média à compressão do betão utilizado por Cho et al. (2010) é de 30 MPa. Os ensaios foram realizados com carga aplicada através de controlo de deslocamento a uma velocidade de 0,2 mm/min. Os provetes foram instrumentados com sensores de deslocamento, para medir o deslizamento relativo entre o FRP e o betão. Os resultados obtidos por Cho et al. (2010) são apresentados na Figura 2.18.

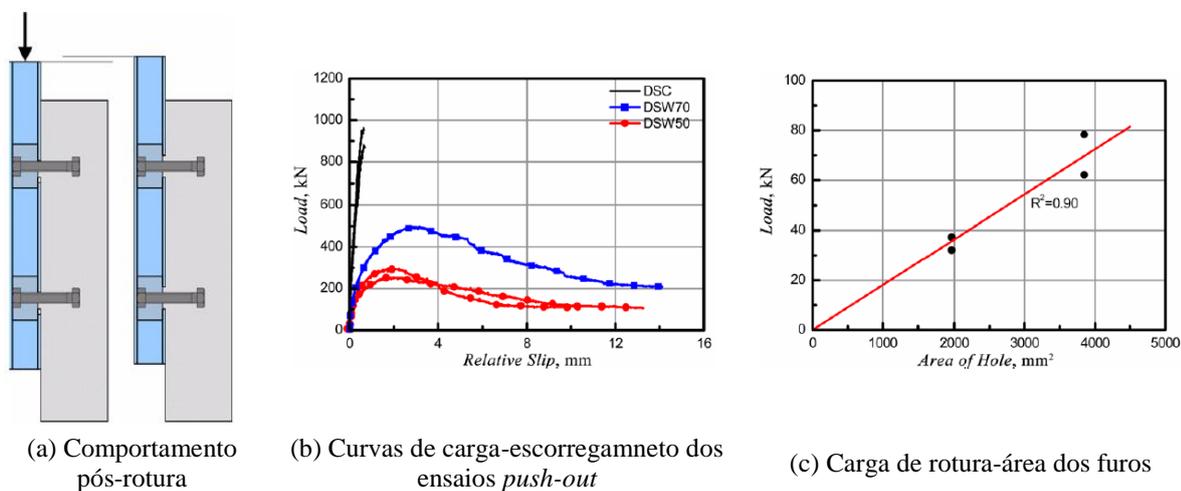


Figura 2.18 – Resultados apresentados por Cho et al. (2010)

Frankl et al. (2011) descrevem o comportamento de seis painéis *sandwich* para parede, realizados com betão pré-esforçado e pré-fabricados em grande escala. Os painéis são compostos por dois panos exteriores de betão pré-esforçado separados por uma camada interna de isolamento. A ligação entre panos de betão é realizada com conectores metálicos de tipo treliça que atravessam o núcleo de isolamento e penetram em cada pano de betão.

Os vários parâmetros considerados no estudo incluíram o tipo de isolamento, a existência de zonas de betão sólido, a configuração do painel e a taxa de armadura utilizada para realizar os conectores metálicos em treliça. A sequência de carregamento de cada painel pretendia simular o efeito da gravidade em serviço e o vento para uma vida útil de 50 anos. Os carregamentos e as condições de apoio foram definidos para simular as condições de aplicação. Os resultados dos ensaios realizados durante o programa experimental foram comparados com previsões teóricas para avaliar o grau de interação obtido em cada painel testado.

O programa experimental proposto por Frankl et al. (2011) pretendia avaliar a resposta à flexão resultante da aplicação de cargas verticais e laterais nos painéis *sandwich*. O estudo incluiu painéis fabricados com dois tipos diferentes de isolamento: isolamento de poliestireno expandido (EPS) e poliestireno extrudido (XPS). Segundo o fabricante, o isolamento EPS selecionado tinha uma densidade nominal de 16 kg/m^3 e uma resistência à compressão nominal de 90 kPa. O isolamento XPS selecionado tinha uma densidade nominal de $28,8 \text{ kg/m}^3$ e uma resistência à compressão nominal de 172 kPa. Os painéis *sandwich* adotados apresentavam 6,1 m de altura por 3,7 m de largura, com 200 mm de espessura total, sendo compostos por três camadas: dois panos exteriores de betão com 50 mm de espessura e uma camada interior de isolamento com 100 mm de espessura.

Os conectores de tipo treliça colocados entre os dois panos de betão têm como função transferir as tensões de corte e desenvolver uma interação entre os panos. A treliça de CFRP foi colocada em tiras paralelas ao eixo longitudinal de cada painel (Frankl et al., 2011). Todos os painéis foram testados em laboratório, utilizando uma estrutura de ensaio metálica que permitiu a aplicação simultânea de cargas axiais e laterais. Toda a configuração de ensaio foi ancorada à laje de reação do laboratório. Para aplicar os carregamentos laterais, foi utilizado um atuador hidráulico de circuito fechado, apoiado numa parede de reação (Frankl et al., 2011). A configuração de ensaio é a apresentada na Figura 2.19.



(a) Vista interior do painel



(b) Vista exterior do painel

Figura 2.19 – Configuração de ensaio apresentada por Frankl et al. (2011)

Cada painel foi simplesmente apoiado na estrutura de ensaio, pelos seus bordos superior e inferior. A parte inferior do painel foi apoiada numa articulação que bloqueava movimentos horizontais e verticais, permitindo apenas a rotação. O centro da articulação localizou-se 25 mm abaixo da base de cada painel. O topo de cada painel foi apoiado usando uma ligação

articulada deslizante que restringia o movimento horizontal mas permitia o movimento vertical e a rotação. O centro da articulação localizou-se a 102 mm acima da parte superior do painel. As cargas verticais foram aplicadas por meio de cabos de pré-esforço ligados a consolas curtas posicionadas no topo do painel e solicitados por macacos hidráulicos. A localização das consolas curtas é apresentada na Figura 2.20. Foi utilizado um acumulador para manter uma carga axial constante à medida que o painel se deformava. As cargas laterais foram aplicadas pelo atuador que estava ligado a um sistema concebido para empurrar e puxar o painel de forma a simular a pressão ou sucção do vento. Foram aplicadas duas barras metálicas a $\frac{1}{4}$ da altura de cada painel, uma em cada pano, para distribuir a carga lateral em toda a largura do painel. O mecanismo de carregamento lateral incluía uma viga metálica com secção transversal H que podia encurtar e alongar em função da deformação do painel, de forma a prevenir a transferência não intencional de esforços para o painel.



Figura 2.20 – Localização das consolas curtas (Frankl et al., 2011)

Relativamente aos resultados obtidos, verificou-se que os deslocamentos laterais, devidos à carga axial aplicada, são dependentes da espessura, da configuração do painel e também do tipo e da configuração do mecanismo de transferência de corte utilizado.

Os painéis com isolamento EPS obtiveram comportamento quase idêntico ao longo dos ciclos de carregamento. A rigidez dos painéis permaneceu constante até uma carga lateral de 67 kN, para a qual ocorreu fissuração do betão, que causou uma redução considerável da rigidez (Frankl et al., 2011).

Os perfis da tensão através da espessura dos painéis foram medidos para determinar o grau de interação entre os dois panos de betão. Em todos os painéis testados, o pano interno experimentou tensões de compressão, enquanto, o pano exterior experimentou tensões de tração sob o efeito de cargas de gravidade. Os resultados da análise mostraram que os painéis com zonas sólidas de betão exibiram e mantiveram um nível elevado de interação até à rotura. O perfil de tensão para a carga última indica que os eixos neutros desses painéis estão

localizados mais próximos do centróide elástico do cruzamento da seção com interação que do centróide de cada pano individual. Os modos de rotura observados localizaram-se no topo dos painéis, nas zonas das consolas curtas, sendo a rotura caracterizada por uma falha de corte em torno das referidas consolas. Essas falhas foram acompanhadas pela separação da parte superior do painel. Verificou-se também uma rotura de flexão-corte ao longo da largura do painel. Todos os painéis possuíam mecanismos suficientes de transferência de corte e apresentaram deformações mais baixas que o valor limite especificado pelo ACI 533R (Frankl et al., 2011).

2.4.3 Metodologias de Análise

Quando sujeitos à flexão os painéis *sandwich* produzem compressão interna, trações e tensões de corte. Para resistir aos esforços internos, o painel *sandwich* deve ter reforço adequado entre o interior e os panos de betão exteriores. Isto é conseguido através da colocação de conectores de corte ou recorrendo ao uso de zonas sólidas de betão entre os panos (Naito et al., 2009).

O comportamento à flexão de painéis isolados com elevadas dimensões apresentado por Frankl et al. (2011) é descrito de seguida.

Para avaliar o grau de interação entre panos dos painéis, comparam-se os deslocamentos laterais obtidos experimentalmente com os valores previstos de forma analítica, assumindo a situação teórica de interação total e a situação teórica de interação nula. O nível de interação obtido, k , pode ser avaliado usando a Equação (2.1),

$$k = \frac{\Delta_{sem\ interação} - \Delta_{experimental}}{\Delta_{sem\ interação} - \Delta_{interação\ total}} \quad (2.1)$$

onde,

$\Delta_{sem\ interação}$ – é o deslocamento teórico assumindo um comportamento sem interação, medido para um nível de carga selecionado;

$\Delta_{experimental}$ – é o deslocamento experimental, medido para um nível de carga selecionado, e deve ser medido a meia altura do painel, se este estiver simplesmente apoiado;

$\Delta_{interação\ total}$ – é o deslocamento teórico assumindo um comportamento com interação total, medido para um nível de carga selecionado.

Para aferir os deslocamentos teóricos do painel depois da ocorrência de fendilhação, determina-se o momento de inércia efetivo, I_{eff} , calculado com a Equação (2.2) e em conformidade com os requisitos da ACI (Building Code para Betão Estrutural) - ACI 318-05,

$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (2.2)$$

onde,

M_{cr} – é o momento de fissuração;

M_a – é o momento atuante;

I_g – é o momento de Inércia da seção não fendilhada;

I_{cr} – é o momento de Inércia da seção fendilhada.

A Equação (2.2) é aplicável somente a elementos sujeitos a flexão com uma relação I_g / I_{cr} inferior a 3, o que corresponde a vigas ou lajes com uma percentagem de armadura superior a 1%. A Equação (2.3) é uma formulação alternativa do momento de inércia efetivo.

$$I_{eff} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right]} \leq I_g \quad (2.3)$$

Segundo Frankl et al. (2011) podem retirar-se algumas conclusões prévias importantes relativamente aos ensaios desenvolvidos pelos autores. A rigidez e a deformação do painel são significativamente afetadas pelo tipo e configuração do mecanismo de transferência de corte, bem como pelo tipo de isolamento utilizado. Os valores de interação próximos de 100% podem ser alcançados com conexões de corte CFRP de tipo grelha ou com zonas sólidas de betão. O uso adequado de conectores tipo grelhas de corte de CFRP pode fornecer um mecanismo de transferência efetiva do esforço de corte em painéis *sandwich*. A grelha de CFRP fornece o nível de interação exigida entre panos usando isolamento de EPS ou XPS. A seleção adequada da grelha de corte de CFRP e da configuração é crucial para alcançar um desempenho estrutural ideal do painel.

Rizkalla et al. (2010) apresentam uma teoria de interação parcial para painéis *sandwich*. A abordagem de avaliação desenvolvida pelos autores é baseada na teoria da interação parcial para vigas mistas de aço e betão com interação parcial.

A abordagem tem sido modificada por forma a incluir o comportamento não-linear do betão e a configuração do painel. Para um dado momento fletor, M_u , força axial, P_u , as tensões correspondentes nos panos interior e exterior pode ser estimada assumindo uma interação total usando compatibilidade de tensões e equilíbrio da secção do painel.

Normalmente, uma situação de interação total surge quando não há escorregamento na interface e, portanto, toda a seção tem uma distribuição de tensão contínua com apenas um eixo neutro no centróide da secção composta (Rizkalla et al., 2010). O momento total aplicado é resistido por três componentes, e dado pela Equação (2.4),

$$M_u = M_I + M_o + FZ \quad (2.4)$$

onde M_I e M_o são, respetivamente, os momentos no pano interior e exterior, F é a força aplicada na interface e Z é a distância entre os centróides do pano interior e exterior. O último

termo da Equação (2.4) representa a interação entre o pano interior e exterior (Rizkalla et al., 2010).

Por outro lado, o painel diz-se sem interação quando não há conexão de corte e os dois panos de betão agem de forma independente. Neste caso, existem dois eixos neutros, posicionados no centróide dos panos interior e exterior.

A transferência de forças de corte na interface entre os panos e os materiais de isolamento fornece o mecanismo para a interação parcial (Rizkalla et al., 2010).

Para qualquer nível de carga lateral e axial aplicada, a força máxima requerida na interface para desenvolver a interação total, F_c , pode ser estimada através da representação gráfica da relação momento-curvatura dos panos interior e exterior independentemente do valor assumido da força (Rizkalla et al., 2010). Para qualquer valor da força de interação, F , menor que F_c , ocorre interação parcial do painel. O grau de interação, k , pode ser expresso pela Equação (2.5).

$$k(\%) = \frac{F}{F_c} \times 100 \quad (2.5)$$

Dos resultados experimentais obtidos por Rizkalla et al. (2010), retira-se que o isolamento de XPS não contribui consideravelmente para o mecanismo de transferência de corte entre o pano interior e o exterior, podendo ser completamente ignorado na análise do painel.

Benayoune et al. (2008) desenvolveram ensaios em painéis de parede. Estes painéis foram ensaiados até à rotura e em cada estágio de carga, as tensões no betão, nas armaduras de reforço e nos conectores foram monitorizadas, usando um sistema automático de aquisição de dados.

Antes da abertura das primeiras fendas no betão, os painéis apresentavam comportamento elástico e, portanto, a representação gráfica da carga-deformação é aproximadamente linear. No entanto, depois de fissurar, a curva de carga-deformação tornou-se não-linear. A fim de estudar a eficiência dos conectores de corte, foram fixados três extensómetros em cada conector. Desse modo, conclui-se que, até a rotura, os conectores permitem a transferência de forças de um pano para o outro de forma eficiente, fazendo com que a interação do painel se prolongue. Observou-se que, para a carga de rotura, a diferença entre os valores de deformação teórica e experimental foi de apenas 1,5%.

A análise linear deste modelo pode ser utilizada para avaliar o grau de interação do painel. A distribuição de tensões no painel pode ser usada para avaliar o momento de inércia efetivo, I_e , dada pela Equação (2.6),

$$I_e = \frac{Mh}{\sigma_b - \sigma_t} \quad (2.6)$$

onde σ_b e σ_t são, respetivamente, as tensões na parte inferior e superior do painel, M é o momento fletor aplicado e h é a profundidade do painel. A razão entre o momento de inércia efetivo do painel e o momento de inércia do painel calculado assumindo interação total, I_e/I_g , traduz o grau de interação do painel.

Dos ensaios realizados por Benayoune et al. (2008), conclui-se que para todos os painéis ensaiados as primeiras fissuras ocorreram aproximadamente para uma carga de 55-60% da carga máxima. A força máxima aplicada no painel e o grau de interação desejado dependerão em grande medida da rigidez do conector corte.

Para obter um painel com conexão total o número de conectores de corte necessário, é obtido pela Equação (2.7), apresentada por Naito et al. (2009).

$$N_{\text{exigido}} > V_{\text{exigido}}/V_{\text{conector}} \quad (2.7)$$

onde,

N_{exigido} – é o número de conectores requeridos;

V_{conector} – é o esforço de corte por conector.

A curva multi-linear simplificada, apresentada na Figura 2.21, foi desenvolvida para traduzir a resposta de cada modelo de conector. A curva de referência foi baseada na resposta média obtida para cada tipo de conector. Os intervalos de resposta são divididos em três regiões: elástico, plástico e descarga. O ramo elástico é definido pela secante, obtida para 75% da carga máxima, V_{max} . O deslocamento Δy é definido na interceção da carga máxima e a curva elástica. O deslocamento final, Δu , é obtido no momento em que a força final diminui em 50%. A rigidez elástica, K , é obtida pelo declive da primeira fração linear. O deslocamento correspondente à carga máxima é traduzido por Δm . Estas curvas podem ser usadas para modelar a resposta ao corte de conectores (Naito et al., 2009).

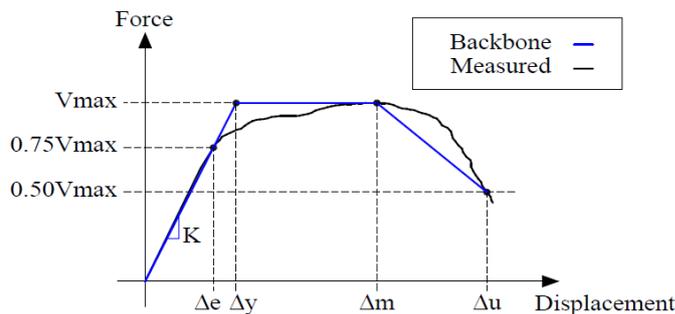


Figura 2.21 – Curva de referência relativa ao comportamento dos conectores (Naito et al., 2009)

Jeong et al. (2009) a fim de avaliar analiticamente a resistência de corte total do conector *perforbond*, apresenta a relação entre a resistência de corte, que resulta da ação dos pinos de betão, os furos com passagem de armadura de reforço, a resistência frontal do betão, e a carga máxima em *push-out* que pode ser expressa através da Equação (2.8),

$$t_t = \frac{P_u}{A_{con}} \quad (2.8)$$

onde,

t_t – é a tensão de corte longitudinal;

P_u – é a carga máxima;

A_{con} – é a área de contato entre a placa de aço e betão.

Com a ocorrência de danos progressivos ao nível da conexão, o limite de tensão atuante que garante o comportamento rígido dos conectores é cada vez mais baixo, pelo que o comportamento dos painéis se aproxima de uma resposta sem conexão. A variação nos tipos de exigências dos conectores resulta numa variação do escorregamento relativo medido entre os panos e na qualidade final dos painéis. O comportamento da relação carga-deformação é sensível ao tipo de conector usado (Naito et al., 2009).

CAPÍTULO 3

Produção do FRP

3.1 Introdução

Na elaboração desta dissertação, acompanhou-se o processo de produção dos provetes de FRP necessários para a posterior preparação de provetes destinados à realização de ensaios experimentais. O acompanhamento da produção dos provetes de FRP permite reconhecer quais as tarefas essenciais à produção deste tipo de material e comparar o processo de produção escolhido com outros métodos de produção existentes. Deste modo, é possível justificar a pertinência da opção pela metodologia adotada e também avaliar quais as vantagens e desvantagens de cada método disponível.

A eficiência dos FRP's depende da escolha apropriada dos seus constituintes e das suas características, tais como comprimento, orientação, forma e composição das fibras, propriedades mecânicas da matriz, adesão entre as fibras e a matriz, e método de produção.

As propriedades do produto final dependem do processo de fabrico do material compósito. Atualmente estão disponíveis diferentes procedimentos de fabrico dos materiais FRP, sendo pertinente conhecer os diferentes métodos e as suas condições de aplicabilidade.

3.2 Descrição geral dos Materiais Compósitos

Um material compósito é aquele que combina pelo menos dois materiais, utilizando as melhores características de cada um, obtendo um novo material cujas propriedades são superiores às propriedades individuais dos materiais originais.

Os materiais compósitos de FRP são constituídos, essencialmente, por fibras de reforço embebidas numa matriz polimérica. As fibras apresentam-se sob a forma de filamentos de pequeno diâmetro, têm módulo de elasticidade e resistência à tração elevados, baixa densidade e apresentam comportamento frágil. As fibras podem ser dispostas apenas numa direção (compósitos de FRP unidirecionais) ou em várias direções (compósitos de FRP bi ou multidirecionais) (Barros, 2004).

A principal função das fibras é a de suportar as solicitações mecânicas dos elementos estruturais, fornecendo resistência e rigidez suficientes na direção em que se desenvolvem (Figueira, 2008).

As fibras contínuas mais correntes nos FRP para aplicações em engenharia civil são as de vidro (G), de aramida (A) e de carbono (C), sendo os respectivos compósitos denominados na língua Inglesa por GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymers* - Polímeros Reforçados com Fibras de Vidro), AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymers* - Polímeros Reforçados com Fibras de Aramida) e CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymers* - Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono) (Barros, 2004).

As fibras de vidro são as de menor custo, têm maior peso específico, apresentam grande sensibilidade a meios alcalinos e têm menor resistência a ações de fadiga (Barros, 2004). No presente caso, as fibras de vidro oferecem aos materiais compósitos excelentes propriedades mecânicas a custos controlados, enquanto a resina os torna menos suscetíveis a fenómenos de degradação, isto é, confere-lhes uma elevada durabilidade.

As resinas utilizadas nestes compósitos podem ser termoplásticas ou termoendurecíveis. O polipropileno, a poliamida e o polietileno são exemplos de resinas termoplásticas. As resinas termoendurecíveis incluem o poliéster, as epóxicas ou as fenólicas. As resinas termoendurecíveis possuem melhor qualidade e permitem maior velocidade de produção sendo, por isso, as mais utilizadas. Contudo, apresentam a desvantagem de não serem reprocessáveis, já que não podem ser fundidas e novamente moldadas. A resina de poliéster será a aplicada na elaboração dos provetes, uma vez que apresenta o preço mais competitivo.

As principais vantagens dos materiais FRP, em comparação com outros materiais, são a baixa densidade, as elevadas resistência e rigidez específicas (em relação à densidade), a boa resistência à fadiga e à corrosão, as boas propriedades de isolamento elétrico e térmico, a facilidade em realizar qualquer forma pretendida, a facilidade de colocação e o baixo custo de manutenção. Em contrapartida, apresentam um comportamento deficiente a temperaturas elevadas e um custo inicial elevado (Figueira, 2008).

Estes materiais apresentam um elevado potencial de aplicação em múltiplas áreas pelo facto de poderem ser fabricados à medida das necessidades apenas com alteração da natureza ou configuração dos seus constituintes e dos processos de fabrico.

Em particular no sector da construção, a eficiência dos materiais FRP deve-se ao elevado desempenho em termos de durabilidade e aos baixos custos de manutenção, aliados à otimização estrutural das peças a produzir devido à redução das quantidades dos materiais, e aos reduzidos tempos dos processos de fabricação e montagem.

As fibras de vidro são as mais utilizadas na indústria da construção, pois apresentam a melhor relação resistência/preço, comparativamente com as fibras de carbono que têm um custo elevado.

3.3 Definição dos Materiais

Serão utilizadas dois tipos de malha de fibra de vidro: a malha CSM, *Chopped strand material*, e a malha tipo QUASI, ambas ilustradas na Figura 3.1.

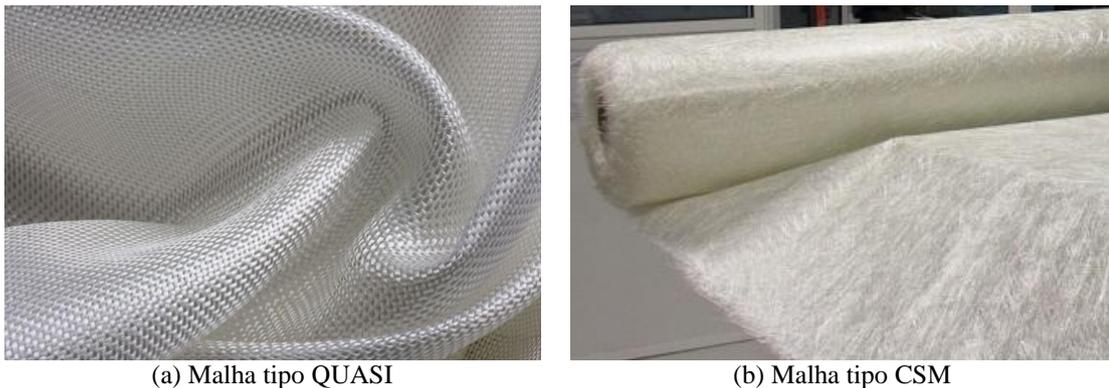


Figura 3.1 – Tipos de malhas de fibra de vidro utilizadas

A principal distinção entre as duas tipologias de malhas refere-se à orientação das fibras que as constituem. No caso de uma malha tipo QUASI, as fibras estão perfeitamente orientadas, sendo o material considerado com propriedades quase isotrópicas. No caso da malha tipo CSM, esta é constituída por fibras de vidro orientadas aleatoriamente e mantidas juntas umas às outras com recurso a ligante.

Os filamentos de tecido que constituem todas as mantas de fibra são de vidro E. As fibras de tipo E, possuem boas propriedades de isolamento elétrico e são as mais utilizadas (80% a 90% dos produtos comercializados) (Figueira, 2008).

O conhecimento das características dos materiais constituintes dos elementos em GFRP a produzir é importante no sentido em que permite estimar propriedades mecânicas na sua aplicação conjunta com o betão, bem como certificar a viabilidade da aplicação deste material com o efeito de conector.

Os provetes CSM são realizados com recurso a um único tipo de malha, cuja distribuição das fibras é aleatória em todas as direções. No caso dos provetes QUASI a quantidade de fibras em cada direção é definida com o objetivo de garantir o melhor funcionamento do conector.

A malha QUASI é composta por um conjunto de mantas que traduz determinadas orientações de fibras, com quantidades definidas – 80% a $\pm 45^\circ$ + 10% a 0° + 10% a 90° , considerando válido o eixo apresentado na Figura 3.2.

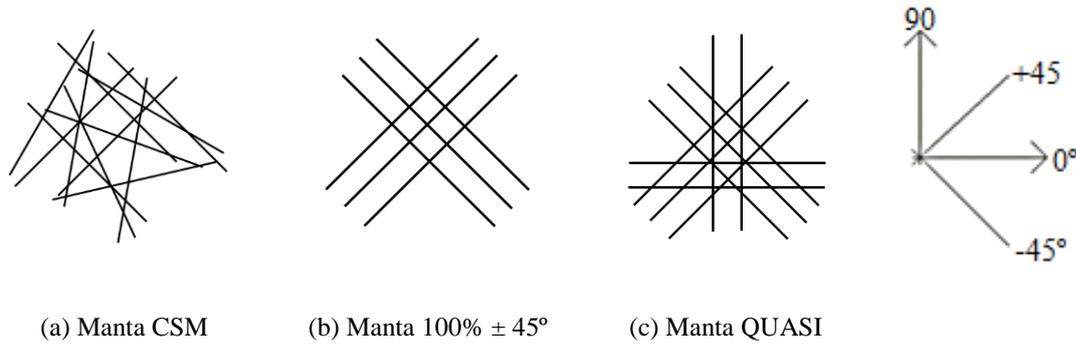


Figura 3.2 – Eixo considerado para a distribuição das fibras

Para elaborar os provetes QUASI com as espessuras pretendidas é necessário combinar um conjunto de malhas diferentes (EBX400, EBXS600-E10, UNIE640 e EBXS1200), por forma a obter as quantidades de fibra desejadas em cada direção. No caso dos provetes CSM, apenas se recorre a um tipo de manta – CSM MAT 450. A principal diferença entre cada tipo de manta reside na quantidade de fibra em cada direção. As diferentes composições das mantas a utilizar pelo PIEP, Pólo de Inovação em Engenharia de Polímeros, na produção dos provetes em GFRP, são apresentadas na Tabela 3.1. Nesta tabela é apresentada a quantidade de fibra e a costura por unidade de área das respetivas mantas da marca comercial *SELCOM Multiaxial Technology*.

Tabela 3.1 – Tipos de fibras utilizadas pelo PIEP para a realização dos provetes, da marca comercial *SELCOM Multiaxial Technology*

Descrição	0°	90°	+45°	-45°	Stitching/ costura
Unidades	(g/m ²)				
CSM MAT 450			450		
EBX400	-	-	200	200	8
EBXS600-E10	300	300	-	-	12
UNIE640	60	50	-	-	11
EBXS1200	590	610	-	-	9

A espessura final do provete é traduzida pela quantidade de mantas de fibra às quais se acresce a quantidade de resina, a mínima possível resultante do processo de fabrico, mas que garanta a perfeita impregnação em todas as fibras. A espessura de uma manta de fibra é muito reduzida, pelo que é necessário um número considerável de mantas, tendo em conta as reduzidas espessuras finais do provete. A combinação de malhas, bem como a quantidade de cada manta necessárias para a obtenção dos provetes com as características de fibra em cada direção, são apresentadas na Tabela 3.2. Na referida tabela é dada também informação acerca dos provetes com disposição de fibras 100% a $\pm 45^\circ$, sendo que estes apenas serão alvo de ensaios de rasgamento e de caracterização.

Tabela 3.2 – Quantidade de camadas de fibra, necessárias para a obtenção das diferentes malhas dos provetes

Configuração	Espessura (mm)	Tipo de malhas	n° de camadas
CSM	2,5	CSM MAT 450	5
100% a $\pm 45^\circ$	2,5	EBX400	8
80% a $\pm 45^\circ$ + 10% a 0° + 10% a 90°	5	EBX400	12
		EBXS1200	1
80% a $\pm 45^\circ$ + 10% a 0° + 10% a 90°	2,5	EBX400	6
		EBXS600-E10	1

A quantidade de fibra disposta por cada direção nas diferentes configurações de manta utilizadas é outro aspeto de interesse na caracterização dos provetes. A gramagem por direção apresenta-se na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Quantidade fibra por direção das diferentes configurações de mantas

Configuração	0° (g/m ²)	90° (g/m ²)	$+45^\circ$ (g/m ²)	-45° (g/m ²)	Total (g/m ²)
CSM-e2,5			2250		2250
100% a $\pm 45^\circ$	0	0	1200	1200	2400
QUASI-e2,5	300	300	1200	1200	3000
QUASI-e5,0	590	610	2400	2400	6000

Um parâmetro importante para determinar a massa de fibra necessária por malha, e desta forma extrapolar o custo da fibra utilizada é a densidade da mesma, que toma o valor de 2,6 g/cm³, independentemente do tipo de fibra.

Seguidamente à definição das mantas a utilizar, o outro componente com elevada importância é a resina poliéster. As características da resina são importantes quer em estado líquido quer curada. Em estado líquido as propriedades da resina utilizada pelo PIEP da marca comercial *ASHLAND*, são apresentadas na Tabela 3.4, e revelam-se importantes no sentido em que permitem determinar o tempo de trabalhabilidade e aplicação da mesma. Por sua vez, as propriedades da mesma em estado de cura são apresentadas na Tabela 3.5. Estas propriedades permitem extrapolar as características do seu comportamento como conector.

Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas da resina poliéster, em estado líquido a 23°C, da marca comercial *ASHLAND*

Parâmetro	Valor	Unidade
Viscosidade	220	MPa
Teor de estireno	36	%
Tempo de trabalhabilidade – <i>gelttime</i>	60	min

Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas da resina poliéster curada, da marca comercial *ASHLAND*

Parâmetro	Valor	Unidade
Resistência à tração	45	MPa
Módulo de elasticidade à tração	3100	MPa
Alongamento de rotura	1,6	%
Temperatura de deflexão térmica	85	°C
Dureza	40	Barcol
Absorção de água, aos 28 dias	76	mg/ (50x50x4mm)
Densidade	1,1	g/cm ³

Na visualização dos provetes executados, uma das características que ressalta, é a diferença entre o aspeto visual do provete, aquando da variação do tipo de malha. A coloração de um provete executado com malha CSM é distinta de um provete com malha QUASI, como se constata na Figura 3.3.

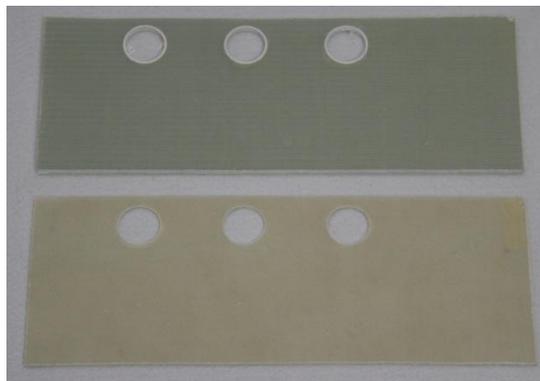


Figura 3.3 – Provetes de *push-out*, malha QUASI em cima, malha CSM em baixo

A espessura final do FRP a realizar varia consoante o número de camadas de manta de fibra de vidro a colocar. Os provetes possuem espessuras finais de 2,5 mm ou de 5 mm. Os provetes para efetuar ensaios de caracterização são provetes de pequena dimensão, mas característicos de todos os tipos de malha a utilizar.

3.4 Definição dos Provetes

O material compósito definido destina-se a componentes que serão posteriormente utilizados na preparação de provetes destinados à realização de ensaios experimentais de conexão entre GFRP e betão. Neste sentido, é imprescindível definir a geometria dos componentes e dos provetes a testar. Os conectores são totalmente realizados em GFRP e apresentam forma plana, isto é, são lisos, com ou sem perfurações circulares ao longo do seu desenvolvimento.

A capacidade resistente de um conector deste tipo depende essencialmente da resistência dos pinos de betão que são formados nas aberturas dos provetes lisos perfurados, da resistência do

próprio conector, que depende do material que o constitui, da sua espessura e restantes dimensões e do atrito que se mobiliza entre o conector e a superfície de contacto com o betão. A existência de armadura transversal localizada nas aberturas também contribui para a capacidade resistente do conector. No caso presente, procura-se eliminar a presença de armadura, uma vez que esta implica um custo adicional de material e mão-de-obra e dificulta consideravelmente a fase de betonagem. Em sua substituição, será utilizado betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA), pelo que se julga que a capacidade resistente da conexão poderá ser melhorada.

Para avaliar a contribuição dos pinos de betão que se formam nas aberturas do conector, é importante fazer variar o número de aberturas. A área de contacto do conector com o betão também se vai alterar em função da presença ou ausência de aberturas e respetivo número

Os diferentes provetes obtidos têm como finalidade a realização de ensaios que procurarão avaliar e quantificar o comportamento dos conectores testados em termos de capacidade resistente, rigidez, capacidade de deformação e ductilidade. Para tal, serão realizados ensaios de tipo *pull-out*, de tipo *push-out* e ensaios de rasgamento.

O número de aberturas a realizar nos provetes de *pull-out* será de 3 ou 4. Serão sempre realizados provetes lisos sem aberturas para estabelecer qual a contribuição das aberturas. O mesmo acontece nos provetes de *push-out*, com a exceção de não se realizarem provetes com 4 furos.

Para a realização dos ensaios de rasgamento, os elementos de GFRP possuem apenas uma abertura, na qual se insere um pino que pretende simular a existência de betão. Todas as aberturas dos provetes, independentemente dos ensaios a que se destinam, possuem um diâmetro de 30 mm. Neste caso, pretende-se avaliar o comportamento do próprio conector, focando a atenção na resposta da abertura, em função das distâncias das aberturas aos bordos do elemento.

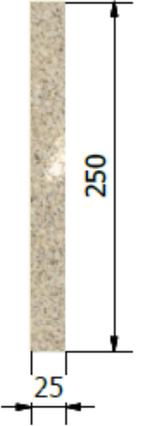
3.4.1 Tipologias adoptadas

Neste projecto são adoptadas diferentes tipologias de conector, todos realizados em GFRP. Embora nesta dissertação se tenha optado pelo estudo de conectores planos, existem diversas características dos mesmos que são variáveis. O que se pretende neste tópico, é apresentar as características geométricas de todos os elementos produzidos em GFRP.

Como referido anteriormente, serão produzidos provetes para futuros ensaios à tração, com o objetivo de caracterizar cada tipo GFRP escolhido. As características destes provetes são apresentados na Tabela 3.6. Apresentam uma configuração rectangular com 25 mm de largura e 250 mm de comprimento.

A designação dos provetes segue o padrão de nomenclatura: tipo de malha-espessura- anotações específicas (número de furações circulares ou tipo de rotura prevista).

Tabela 3.6 – Provetes de caracterização das malhas

Designação	CSM-e2,5	100% a ± 45°-e2,5	QUASI-e2,5	QUASI-e5,0	QUASI-Novo-e5,0
Espessura (mm)	2,5	2,5	2,5	5,0	5,0
					

Para estudar o efeito de pino originado pelas furações nos provetes, será efectuada uma análise experimental em provetes de pequenas dimensões, prevendo uma rotura inferior ou lateral. Estes provetes são apresentados na Tabela 3.7 e na Tabela 3.8, respetivamente.

Tabela 3.7 – Provetes para análise experimental ao arranque – rasgamento inferior

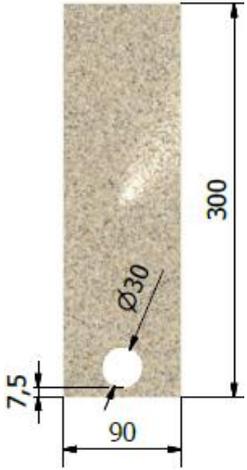
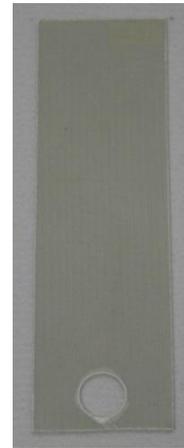
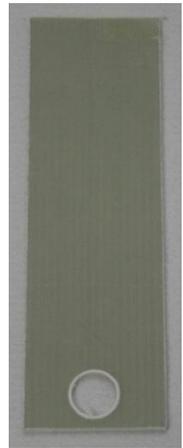
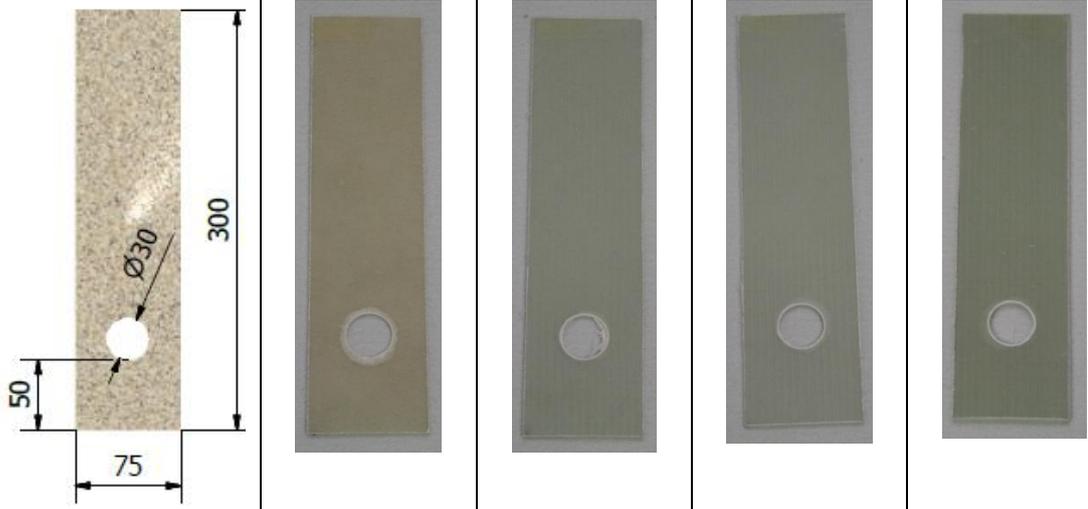
Designação	CSM-e2,5-RInf	100% a ± 45°-e2,5-RInf	QUASI-e2,5-RInf	QUASI-e5,0-RInf
Espessura (mm)	2,5	2,5	2,5	5,0
Objetivo do ensaio	Rasgamento inferior do furo	Rasgamento inferior do furo	Rasgamento inferior do furo	Rasgamento inf. do furo
				

Tabela 3.8 – Provetes para análise experimental ao arranque – rasgamento lateral

Designação	CSM-e2,5-RLat.	100% a ± 45°-e2,5-RLat.	QUASI-e2,5-RLat.	QUASI-e5,0-RLat.
Espessura (mm)	2,5	2,5	2,5	5,0
Objetivo do ensaio	Rasgamento lateral do furo			
				

Os componentes que funcionam como conector propriamente dito são utilizados nos ensaios de tipo *push-out* e de tipo *pull-out*. Neste caso, os provetes obtidos são parcialmente embebidos na laje de betão, de forma a estabelecer a conexão ao elemento de betão. Estes componentes que materializam os elementos de conexão são apresentados na Tabela 3.9 e na Tabela 3.10, respetivamente.

Tabela 3.9 – Componentes para ensaios experimentais de tipo *push-out*

Designação e geometria dos Componentes		
CSM-e2,5-L3C	QUASI-e5,0-Liso	QUASI-e5,0-L3C

Tabela 3.10 – Componentes para ensaios experimentais de tipo *pull-out*

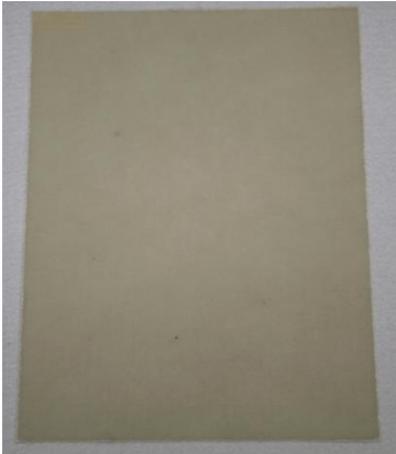
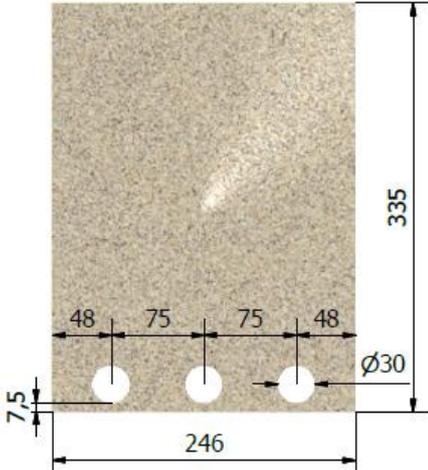
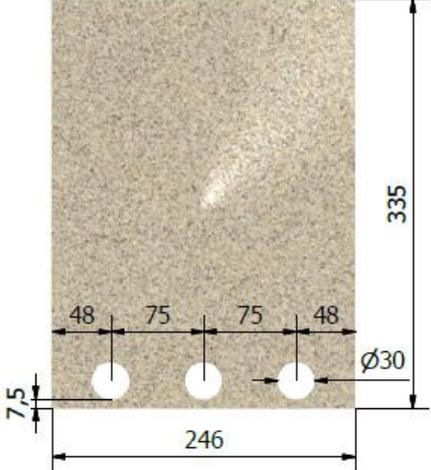
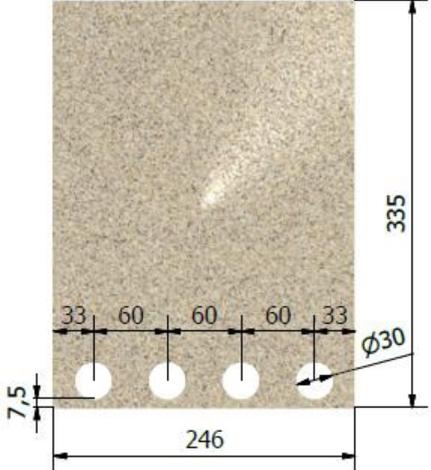
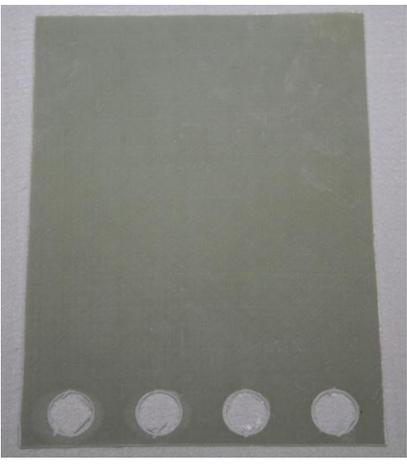
Designação	Esquema	Componente
CSM-e2,5-Liso		
CSM-e2,5-L3C		
QUASI-e5,0-Liso		

Tabela 3.10 – Componentes para ensaios experimentais de tipo *pull-out* (continuação)

<p>QUASI-e5,0-L3C</p>		
<p>QUASI-e5,0-L4C</p>		

3.5 Processo de fabrico dos provetes de GFRP

Os provetes de GFRP utilizados nos trabalhos experimentais desta dissertação foram produzidos no PIEP, Pólo de Inovação em Engenharia de Polímeros, através do processo de infusão de resina a vácuo.

3.5.1 Métodos de Produção do GFRP

Segue-se a abordagem a alguns métodos de produção de GFRP, relativos aos compósitos de matriz termoendurecível, uma vez que esta será a matriz utilizada para a obtenção dos componentes em estudo.

Dos diferentes métodos de produção, são de referir os processos de laminação manual, a laminação manual com recurso a pulverização, o enrolamento filamentar, a pultrusão, o *Resin*

Transfer Molding – RTM, o *Sheet Moulding Compound* – SMC, a moldagem por autoclave e a moldagem por injeção – infusão a vácuo, que se apresentam como os mais comuns para a produção de elementos estruturais.

Produção manual do GFRP, laminação manual - hand lay-up

Este método propõe a colocação da camada de fibra sobre o molde seguindo-se a impregnação manual da resina, recorrendo a um rolo. O processo deve ser feito rapidamente de modo a concluir o trabalho antes do início da cura da resina. O processo de fabrico é apresentado na Figura 3.4. Após a cura da resina, o produto endurecido pode ser retirado do molde e sujeito ao acabamento final.

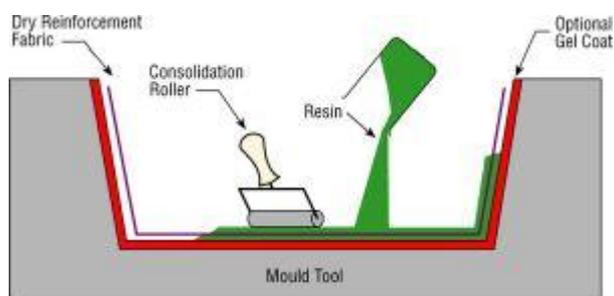


Figura 3.4 – Técnica de *hand lay-up* (J&J Mechanic, 2012)

Produção manual de GFRP com recurso a pulverização - spray lay-up operation

A pulverização de fibra de vidro é um processo semelhante ao da produção manual. É um processo de fabricação de compósitos em que a resina e os reforços são pulverizados sobre um molde. A peça é curada, arrefecida e removida do molde reutilizável.

Enrolamento filamentar

Neste processo, as fibras contínuas passam por um banho de resina e são enroladas com ângulos pré-determinados sobre um mandril giratório.

Pultrusão

As fibras contínuas e as mantas são conduzidas para uma estação de impregnação de resina. Depois, o material passa numa pré-forma que dá o formato final desejado da secção transversal e elimina a resina em excesso. De seguida, dá-se a polimerização da matriz, ou seja, a sua passagem ao estado sólido (cura) no interior de um molde a altas temperaturas. A etapa final do processo constitui no corte dos elementos longitudinais, conseguindo-se dessa

forma peças longitudinais com o comprimento pretendido (Figueira, 2008). O processo de produção por pultrusão é ilustrado na Figura 3.5.

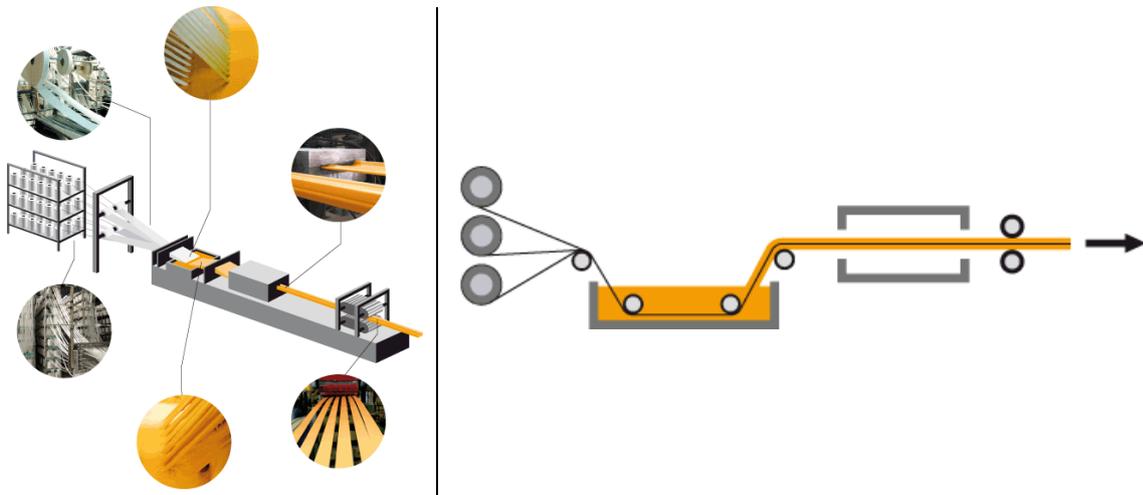


Figura 3.5 – Produção de GFRP pelo método de Pultrusão (Fibrolux, 2012)

Resin Transfer Molding – RTM

O *Resin Transfer Molding* (RTM) é uma técnica que utiliza um molde fechado de duas faces rígidas, onde a fibra é colocada e a resina é injetada sob pressão. Esta técnica origina elementos com maior quantidade de resina quando comparados com elementos obtidos pela produção a vácuo. Em contrapartida obtém-se um melhor acabamento das superfícies.

Sheet Molding Compound – SMC

O *Sheet Molding Compound* – SMC é um processo para obter peças de FRP que utiliza um molde fechado e um sistema de prensagem a quente. Neste método as mantas de fibra utilizadas são pré-impregnadas com resina.

Moldagem por autoclave

Os compósitos poliméricos podem ser produzidos pela via da moldagem em autoclave. As mantas utilizadas neste processo são pré-impregnadas com resina e mantidas a uma temperatura controlada. Para dar a forma pretendida ao compósito é necessário levar a manta ao forno em autoclave por forma a iniciar o processo de cura.

Moldagem por injeção – infusão em vácuo

Este processo consiste simplesmente na injeção da resina no interior de um molde. A resina pode ser injetada no interior de um molde simples fechado por uma membrana flexível, em

vácuo (infusão). Este é o processo utilizado pelo PIEP para a fabricação dos provetes realizados no presente trabalho. O processo foi acompanhado e será descrito com detalhe ao longo da Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Sequência de produção do FRP (Parte 1)

<p>1. Limpeza do vidro com acetona em local bem arejado – local de trabalho. Foi elaborada uma placa de GFRP de área elevada para futura divisão em provetes de dimensões menores já definidas.</p>	
<p>2. Define-se a área de trabalho com fita adesiva e sobre a área circundada coloca-se desmoldante para evitar que a resina adira ao vidro. Após a colocação do líquido desmoldante com uma esponja de forma a cobrir toda a secção aguarda-se 5-10 min.</p>	
<p>3. Retira-se a fita adesiva inicial e substitui-se por uma fita de goma, <i>gum tape</i> ou <i>tip-tape</i>, sem descolar uma das faces. Este material vai impedir que existam fugas. Procede-se à colocação de uma película, <i>peel-ply</i>, que vai garantir a perfeita descolagem do molde. Esta película tem também como objetivo retirar todo o excesso de resina, fazendo com que apenas fique a resina impregnada nas fibras.</p>	
<p>4. O passo seguinte é relativo à colocação das camadas de fibra de vidro. A fibra de vidro é fornecida em rolo, logo é necessário proceder ao corte das camadas necessárias. O processo de produção acompanhado é relativo a um elemento com 5 camadas de fibra de vidro. A fibra utilizada neste caso é do tipo CSM.</p>	

Tabela 3.11 – Sequência de produção do FRP (Parte 2)

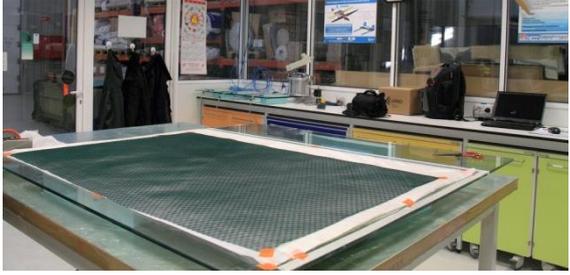
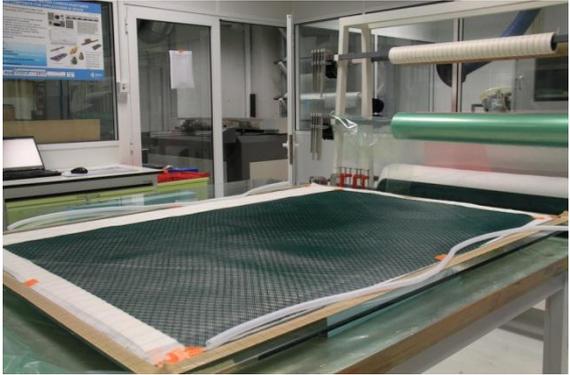
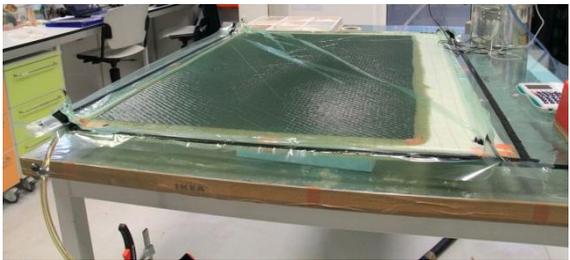
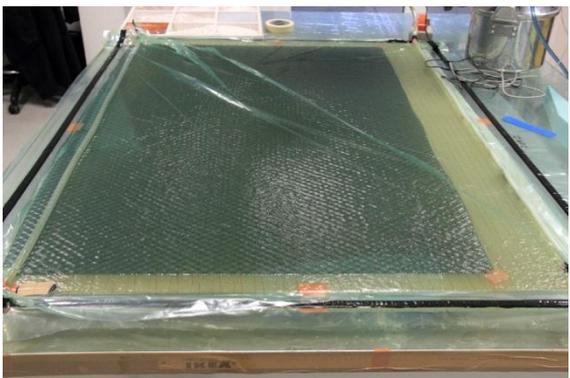
<p>5. Sobre todas as camadas de fibra de vidro coloca-se novamente uma película, <i>peel-ply</i>.</p>	
<p>6. Para que a dispersão da resina se dê de forma rápida e eficiente sobrepõe-se às camadas anteriores uma malha. A aplicação desta camada tem relativa importância, uma vez que se adiciona endurecedor à resina, o que torna limitado o tempo de aplicação da mesma em estado líquido. Esta camada não é aplicada na totalidade da área das fibras de modo que na fase final o espalhamento da resina se efetue de forma mais lenta, permitindo uma impregnação mais eficiente.</p>	
<p>7. Colocam-se dois tubos espirais de infusão segundo a maior dimensão da área, de forma aumentar a área de influência de cada espiral, logo diminuindo o tempo de infusão. Nas extremidades opostas de cada espiral colocam-se mangueiras em PVC. Estas serão utilizadas para a entrada e saída da resina.</p>	
<p>8. Após a colocação das tubagens e fixação das mesmas procede-se à execução do saco de vácuo em película filme. Esta película é colada à goma que delimita a área, efetuando vincas nos cantos e sem esticar totalmente de modo que o saco não rasgue quando sujeito a vácuo.</p>	

Tabela 3.11 – Sequência de produção do FRP (Parte 3)

<p>9. Liga-se o tubo de saída à panela de vácuo e fecha-se o tubo de entrada. Após alguns minutos o saco fica em vácuo.</p>	
<p>10. É importante verificar que não existem aberturas ou furos no saco. Assim, verifica-se se a pressão se mantém constante dentro do saco, o que permite verificar a existência de fugas. Quando detetada alguma fuga, esta deve ser adequadamente selada.</p>	
<p>11. Calcula-se o volume das camadas para determinar o volume de resina a preparar. Verte-se a quantidade de resina num recipiente adequado e coloca-se numa câmara de pressão para que a resina fique a uma pressão inferior à dos laminados. Desta forma, minimiza-se a formação de bolhas de ar.</p>	
<p>12. De seguida, juntam-se à resina um produto inibidor e um endurecedor em quantidades percentuais definidas pelo fornecedor. O primeiro a ser adicionado é o inibidor para que a reação de endurecimento não se dê de imediato. Entre a adição de cada componente a preparação deve ser bem misturada para que não ocorram reações químicas entre o inibidor e o endurecedor. A mistura obtida é levada novamente à câmara de redução de pressão.</p>	

Tabela 3.11 – Sequência de produção do FRP (Parte 4)

<p>13. Prepara-se o local onde será colocado o copo com a mistura da resina. Na sua extremidade, a mangueira deve ser cortada na diagonal para impedir que o tubo toque totalmente no fundo. A mangueira é presa a uma espátula para a manter firme durante o processo. Coloca-se a mangueira dentro do recipiente da mistura de resina e dá-se início ao processo de infusão.</p>	
<p>14. A resina percorre gradualmente todo o painel até à impregnação da resina ser total. Quando todo o painel estiver coberto de resina e sem ar, aumenta-se a pressão da panela de vácuo e fecha-se o tubo de entrada de resina.</p>	
<p>15. O painel entra em processo de cura em ambiente controlado a 20°C, durante aproximadamente 24 horas.</p>	
<p>16. Segue-se o processo de desmolde da fibra de vidro. Este é o processo inverso à montagem das camadas para a infusão. Retiram-se todas as películas à exceção da manta <i>peel-ply</i> inferior, para facilitar o desenho dos moldes dos provetes.</p>	
<p>17. Proceda-se à demarcação dos provetes na placa de GFRP e seguidamente ao respetivo corte e furação, no caso da existência de aberturas.</p>	

O número de infusões a realizar está limitado pelo tamanho do molde, tipo de fibra e espessura final pretendida. Independentes do tipo de malha de fibra de vidro, os vários procedimentos que constituem o processo de infusão a vácuo, são em tudo semelhantes.

O acabamento final das faces dos provetes é ligeiramente rugoso, sendo esta característica uma vantagem, ao proporcionar maior aderência entre as superfícies do conector em GFRP e do betão.

3.5.2 Características e estimativa do custo dos provetes em GFRP

O comportamento do material final depende das características mecânicas dos materiais constituintes, como as fibras e a resina, embora este não possa ser diretamente extrapolado. A matriz polimérica do compósito irá envolver as fibras, mantendo-as ligadas, permitindo a transferência de esforços ao longo dos elementos. Para além disso, tem como função proteger as fibras contra o ataque de agentes exteriores, e possui características mecânicas superiores às dos materiais isolados.

Uma das características comum a todos os tipos de fibras de vidro é o reduzido módulo de elasticidade que, para as fibras de tipo E, pode ser até 5 vezes menor que o módulo de elasticidade das fibras de carbono (Figueira, 2008).

A obtenção dos elementos de GFRP com malhas diferentes implica que sejam utilizadas diferentes mantas de fibra, para obter as combinações pretendidas. O que caracteriza uma manta é a quantidade de fibra em cada direção. Na Tabela 3.12 são apresentadas as 5 mantas de fibra utilizadas pelo PIEP, com a respetiva informação acerca da sua gramagem por unidade de volume e o preço por quilograma.

Tabela 3.12 – Preços dos tipos de fibras utilizadas pelo PIEP para a realização dos provetes, da marca comercial *SELCOM MultiaxialTechnology*

Descrição	Densidade (g/cm ³)	Preço (€/kg)
CSM MAT 450		2,00
EBX400		3,80
EBXS600-E10	2,6	2,80
UNIE640		2,80
EBXS1200		2,50

As resinas termoendurecíveis permitem uma produção mais rápida, devido à sua reduzida viscosidade, são mais baratas, e oferecem maior capacidade de adesão e de impregnação no reforço, em comparação com as resinas termoplásticas. As resinas termoendurecíveis são as utilizadas na conceção dos provetes em estudo. Esta resina caracteriza-se por ser um plástico termofixo, que quando endurecido não amolece, mesmo se sujeito a elevadas temperaturas.

As propriedades mecânicas da resina em estado líquido estão reunidas na Tabela 3.4 e as propriedades mecânicas da resina após a cura na Tabela 3.5.

A produção de materiais em FRP, recorrendo ao método da infusão a vácuo, engloba diversos aspetos que têm que ser contabilizados no custo final do provete. Os principais custos resultam dos materiais, da mão-de-obra e dos equipamentos elétricos envolvidos na produção.

Na contabilização das quantidades de materiais utilizados, considera-se que o volume de fibra corresponde aproximadamente a 45-50 % do volume total, excepto para a malha CSM onde esta percentagem é de 35 %. Com base neste dado, é possível extrapolar a quantidade de resina gasta na execução dos provetes. A referida resina, utilizada na conceção dos modelos de GFRP, tem um custo de 2,40 €/kg. Este parâmetro tem utilidade na estimativa do custo dos provetes.

A Tabela 3.13 apresenta as quantidades de cada manta, necessárias para a obtenção dos provetes com diferentes malhas. Com base na quantidade de camadas, é possível determinar o volume de fibra por unidade de área e o correspondente volume de resina necessário.

Tabela 3.13 – Quantidade de camadas de fibra, necessárias para a obtenção das diferentes malhas dos provetes

Configuração	Espessura (mm)	Tipo de malhas	nº de camadas
CSM-e2,5	2,5	CSM MAT 450	5
100% a ± 45°-e2,5	2,5	EBX400	8
QUASI-e5,0	5	EBX400	12
		EBXS1200	1
QUASI-e2,5	2,5	EBX400	6
		EBXS600-E10	1

O PIEP forneceu o número de horas necessário à execução dos provetes, assim como o custo/hora de um operário afeto à elaboração dos provetes, que corresponde a 6,26 €/h.

Com base nos dados fornecidos é possível elaborar uma estimativa de custos dos provetes executados. De forma exemplificativa e para facilitar a compreensão do processo de obtenção dos custos de produção do GFRP apresenta-se de seguida na Tabela 3.14 a metodologia de cálculo adotada para a obtenção dos custos, para os provetes realizados com malha CSM e espessura 2,5 mm.

Tabela 3.14 – Metodologia para a determinação do custo de produção de provetes com malha CSM-e2,5

Custo do material	Custo da mão-de-obra
Peso da fibra por unidade de área: <ul style="list-style-type: none"> quantidade de mantas × peso por unidade de área = $= 5 \times 450 =$ $= 2250 \text{ g/m}^2$ 	Custo horário de um operário: <ul style="list-style-type: none"> 6,26 €/h
Volume da fibra por unidade de área: <ul style="list-style-type: none"> peso da fibra por unidade de área / densidade da fibra $= 2250 / 2,6 =$ $= 865,38 \text{ cm}^3/\text{m}^2$ 	
Sabendo que a razão volúmica de fibra neste tipo de manta é de 35%, temos o peso de resina por unidade área: <ul style="list-style-type: none"> $(1-0,35) \times 2250 = 1462,5 \text{ g/m}^2$ 	Produção horária: <ul style="list-style-type: none"> 0,075 m²/h
Logo tem-se o volume de resina: <ul style="list-style-type: none"> peso da resina por unidade de área / densidade da resina = $1462,5 / 1,1 = 1329,5 \text{ cm}^3/\text{m}^2$ 	
O custo do material por unidade de área: <ul style="list-style-type: none"> $2,00 \times 865,38 / 1000 + 2,4 \times 1329,5 / 1000 =$ $= 4,92 \text{ €/m}^2$ 	Custo por unidade de área de um operário: <ul style="list-style-type: none"> $6,26 / 0,075 =$ $= 83,47 \text{ €/m}^2$
Custo total por unidade de área: $4,92 + 83,47 = 88,39 \text{ €/m}^2$	

O procedimento repete-se para as diferentes tipologias de malhas adotadas, variando a quantidade de mantas, a gramagem das mesmas e a percentagem volúmica da resina.

Com estes elementos elaborou-se uma estimativa de custo global dos provetes, que se apresenta na Tabela 3.15 de forma resumida.

Tabela 3.15 – Estimativa do custo dos componentes

Designação	Custos (€/m ²)			Área (m ²)	Total (€)
	Material (€/m ²)	Mão-de-obra (€/m ²)	Total (€/m ²)		
CSM-e2,5	4,92		88,39	1,76	155,64
100% a ± 45°-e2,5	6,25		89,72	0,33	30,01
QUASI-e2,5	7,57	83,47	98,74	2,73	269,61
QUASI-e5,0	15,28		91,04	0,33	30,45
Custo Global					492,28 €

A produção total equivale aproximadamente a 6 m², considerando os desperdícios resultantes do corte e as margens de erro. O custo de mão-de-obra não depende do tipo de fibra a produzir. O único aspeto que varia na mão-de-obra de uma tipologia para outra é a quantidade de mantas a cortar. O valor mais elevado envolvido na obtenção dos custos está associado à mão-de-obra do operário, uma vez que o método de produção utilizado é muito tradicional e dependente de mão-de-obra especializada.

No que refere ao custo do material, este apenas contabiliza o custo dos dois principais materiais, as mantas de fibra e a resina. No entanto a elaboração deste tipo de compósito implica o recurso a uma variabilidade de materiais como se descreve no processo de fabrico, como por exemplo desmoldante, película *peel-ply* e película filme, tubagens, ... O custo de mão-de-obra inclui todo o tempo despendido com a execução dos elementos em GFRP, desde a preparação dos materiais até ao corte dos provetes. O custo dos equipamentos não está contabilizado. Este custo é de difícil obtenção, pelo que fica apenas a ressalva que este não é considerado nesta estimativa.

3.5.3 Comparação dos métodos de produção

O método adotado para a produção dos provetes em GFRP pelo PIEP foi o método da injeção através de infusão a vácuo. O recurso ao método da pultrusão só se justifica quando a produção de materiais compósitos é tipificada e em grande escala de produção, uma vez que é um processo que envolve um conjunto alargado de maquinaria específica e custos de investimento avultados.

Tendo em conta que os provetes pretendidos tomaram a forma plana, as metodologias mais simples de conceção seriam a laminação manual ou a injeção por infusão a vácuo. O método da laminação manual, é um método mais rudimentar, onde a aplicação manual da resina sobre as mantas de fibra pode originar quer imperfeições quer bolhas de ar. Estes aspetos poderiam alterar as propriedades mecânicas do produto final.

O recurso ao método de infusão a vácuo tem como inconvenientes o molde e a necessidade de uma panela de vácuo. Uma vez que os provetes são todos lisos, o molde torna-se simples, recorrendo apenas a um vidro plano. A panela de vácuo é um equipamento recorrente num Polo de Polímeros. Uma vez que o PIEP reúne o equipamento necessário e a produção é pontual e de pequena dimensão, o método de injeção por infusão a vácuo revelou ser o mais adequado em termos económicos bem como tendo em conta as propriedades mecânicas dos produtos finais. Embora o custo da mão-de-obra seja elevado neste tipo de método de produção, não é justificada a utilização de métodos demasiado industrializados, como é o caso da pultrusão, que implicariam a alteração de toda uma linha de produção.

Apesar dos custos iniciais da produção de componentes de FRP serem, por vezes, superiores aos correspondentes preços do betão e do aço, os custos de manutenção e os benefícios secundários, principalmente no que se refere à durabilidade, são bastante apreciáveis. Verifica-se assim, que muitas das aplicações de FRP acabam por ser mais rentáveis que as soluções convencionais equivalentes, quando são considerados os custos de ciclo de vida.

3.6 Caracterização do GFRP à tração

Os ensaios de caracterização do GFRP são ensaios de tração direta, sendo a carga aplicada na direção da maior dimensão dos provetes. A espessura nominal dos provetes de caracterização varia entre 2,5 e 5 mm. Os provetes possuem uma largura de 25 mm e um comprimento de 250 mm.

Aquando da preparação dos provetes, são colocadas nas suas extremidades placas de zinco denominadas de *tabs*. Estes elementos têm como objetivo evitar a rotura precoce dos provetes, causada por danos provocados pelas amarras no decorrer dos ensaios. Os *tabs* têm a largura dos provetes, 25 mm, e um comprimento de 50 mm, e são colados em ambas as faces do GRFP, com recurso a uma cola de elevada resistência para evitar o seu deslizamento no decorrer do ensaio. Antes da colagem os *tabs* devem ser limpos de todas as gorduras e lixados/ polidos para aumentar a aderência entre os dois materiais. Os elementos denominados de *tabs* são apresentados na Figura 3.6.



Figura 3.6 – Elementos de zinco denominados de *tabs*

Depois de proceder à colagem dos *tabs* em ambas as faces dos provetes, aspeto final dos elementos antes do seu ensaio à tração direta é o apresentado na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 – Provetes de caracterização do GFRP com os *tabs* colados

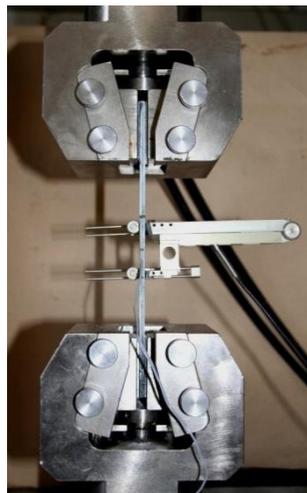
Designação	CSM-e2,5	100% a ± 45°-e2,5	QUASI-e2,5	QUASI-e5,0	QUASI-Novo-e5,0
Espessura (mm)	2,5	2,5	2,5	5,0	5,0
Provete					

Os ensaios são realizados na prensa MicroTeste (SCM4000), dotada de uma célula de carga com capacidade para atingir 200 kN. O ensaio é controlado pelo movimento do atuador, impondo-se uma velocidade de deformação no provete que é igual a 2 mm/min, de acordo com os procedimentos recomendados pelas normas ASTM Standard D 6856 (2003) e ASTM Standard D 3039/D 3039M (2008).

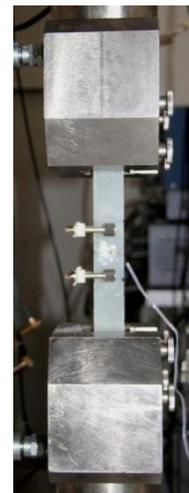
A Figura 3.7 apresenta a configuração de um ensaio de tração direta, onde se pode observar o posicionamento geral do provete, das amarras e dos acessórios necessários à concretização do ensaio (*clip gauge* e *strain gauge*). Os ensaios de caracterização são ensaios de tração direta, com a carga aplicada na direção da maior dimensão dos provetes.



(a) Vista geral da configuração



(b) Vista frontal da configuração



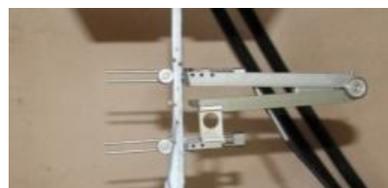
(c) Vista lateral da configuração

Figura 3.7 – Configuração do ensaio à tração

O *clip gauge* é um dispositivo de 50 mm, colocado na zona central de cada um dos provetes a testar, para medir os deslocamentos longitudinais e a partir deste obter as deformações longitudinais nos provetes de GFRP. O *clip gauge* é apresentado na Figura 3.8, em estado fechado no início do ensaio e com uma abertura razoável apresentada no decorrer do ensaio.



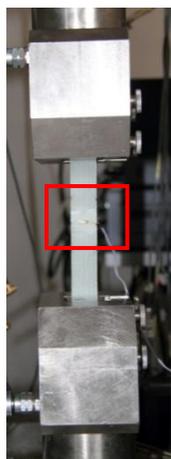
(a) *Clip gauge* fechado no início do ensaio



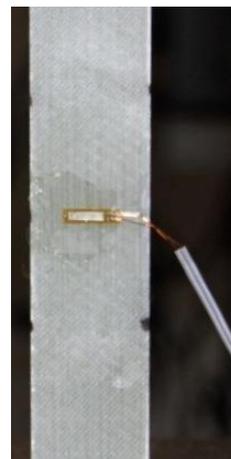
(b) *Clip gauge* aberto no decorrer do ensaio

Figura 3.8 – *Clip gauge* colocado nos provetes

Um exemplar de cada tipologia de GFRP foi instrumentado com um extensómetro, denominado de *strain gauge*. Para a colocação do extensómetro é necessário proceder à regularização e limpeza da superfície do GFRP. O extensómetro é colocado na zona central do provete, e está ilustrado na Figura 3.9.



(a) Provete com extensómetro

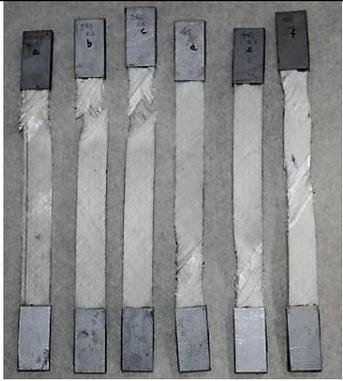
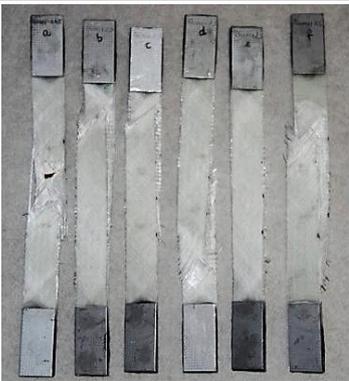
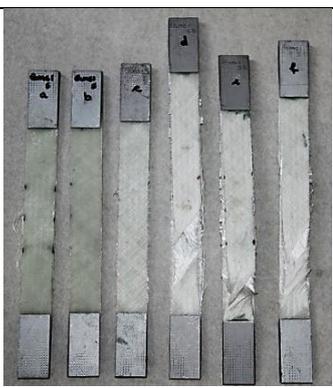


(b) Pormenor do extensómetro

Figura 3.9 – Extensómetro colado na superfície do GFRP

Todos os provetes são sujeitos à tração segundo a configuração de ensaio já definida. A primeira análise a efetuar é relativa ao aspeto dos provetes após a realização do ensaio. As imagens apresentadas na Tabela 3.17 ilustram os modos de rotura ocorridos nos diversos provetes.

Tabela 3.17 – Modos de rotura dos provetes

<ul style="list-style-type: none"> • CSM-e2,5 <p>Rotura localizada, frágil e sem orientação definida no destacamento das fibras.</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • 100% a ± 45°-e2,5 <p>Rotura com destacamento das fibras nas direções de ± 45°. Fácil separação do provete em duas partes após o ensaio. O aspeto final dos provetes é mais alongado que o inicial.</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • QUASI-e2,5 <p>A primeira rotura ocorre internamente com abertura do provete em duas faces, uma vez que é onde se concentra a manta com fibras a 90° e 0° que são as primeiras a serem solicitadas. De seguida ocorre rotura superficial semelhante aos provetes com manta 100% a ± 45°-e2,5.</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • QUASI-e5,0 <p>O procedimento de rotura destes provetes é em tudo semelhante aos provetes QUASI-e2,5.</p>	

Dos ensaios de caracterização dos GFRP's retira-se resultados acerca das tensões e extensões últimas, bem como o módulo de elasticidade medido em cada provete.

A Tabela 3.18 agrupa os resultados finais relativos às cargas, tensões e às extensões máximas obtidas.

Tabela 3.18 – Carga, tensão e extensão máxima dos provetes ensaiados

Tipo de malha	Provete	Carga máxima (kN)			Tensão Máxima (MPa)			Extensão máxima ($\mu\epsilon$)		
		Valor	Média	DP	Valor	Média	DP	Valor	Média	DP
CSM-e2,5	a	11,69	12,63	0,98	187,00	202,03	15,71	19055,02	18044,35	1624,98
	b	12,67			202,65			19672,51		
	c	14,38			230,00			19648,76		
	d	13,26			212,23			17582,55		
	e	12,29			196,69			17210,48		
	f	11,47			183,60			15096,77		
100% a $\pm 45^\circ$ -e2,5	a	6,36	6,43	0,37	101,75	102,90	5,89	169745,64	176345,35	4329,7
	b	6,35			101,54			177171,30		
	c	6,68			106,86			173664,29		
	d	5,70			91,21			178493,36		
	e	6,78			108,46			175223,83		
	f	6,73			107,60			183773,66		
QUASI-e2,5	a	9,67	9,66	0,26	154,65	154,63	4,2	154925,94	125638,84	19778,69
	b	9,61			153,80			108978,56		
	c	9,24			147,84			141642,04		
	d	10,13			162,10			136417,15		
	e	9,59			153,48			100317,90		
	f	9,75			155,93			111551,42		
QUASI-e5,0	a	21,24	18,35	1,42	169,92	146,78	11,37	61131,23	141972,95	41282,42
	b	17,61			140,92			-		
	c	16,88			135,01			148022,70		
	d	17,38			139,06			172453,07		
	e	18,29			146,35			159747,09		
	f	18,68			149,43			168510,65		

Em análise dos resultados obtidos é possível concluir que a malha CSM apresenta bons resultados em termos de carga última quando comparados com as mantas QUASI e 100% a $\pm 45^\circ$ -e2,5 com a mesma espessura. Constata-se também que o acréscimo de espessura na manta QUASI se traduz num acréscimo de carga máxima quase proporcional ao aumento da espessura.

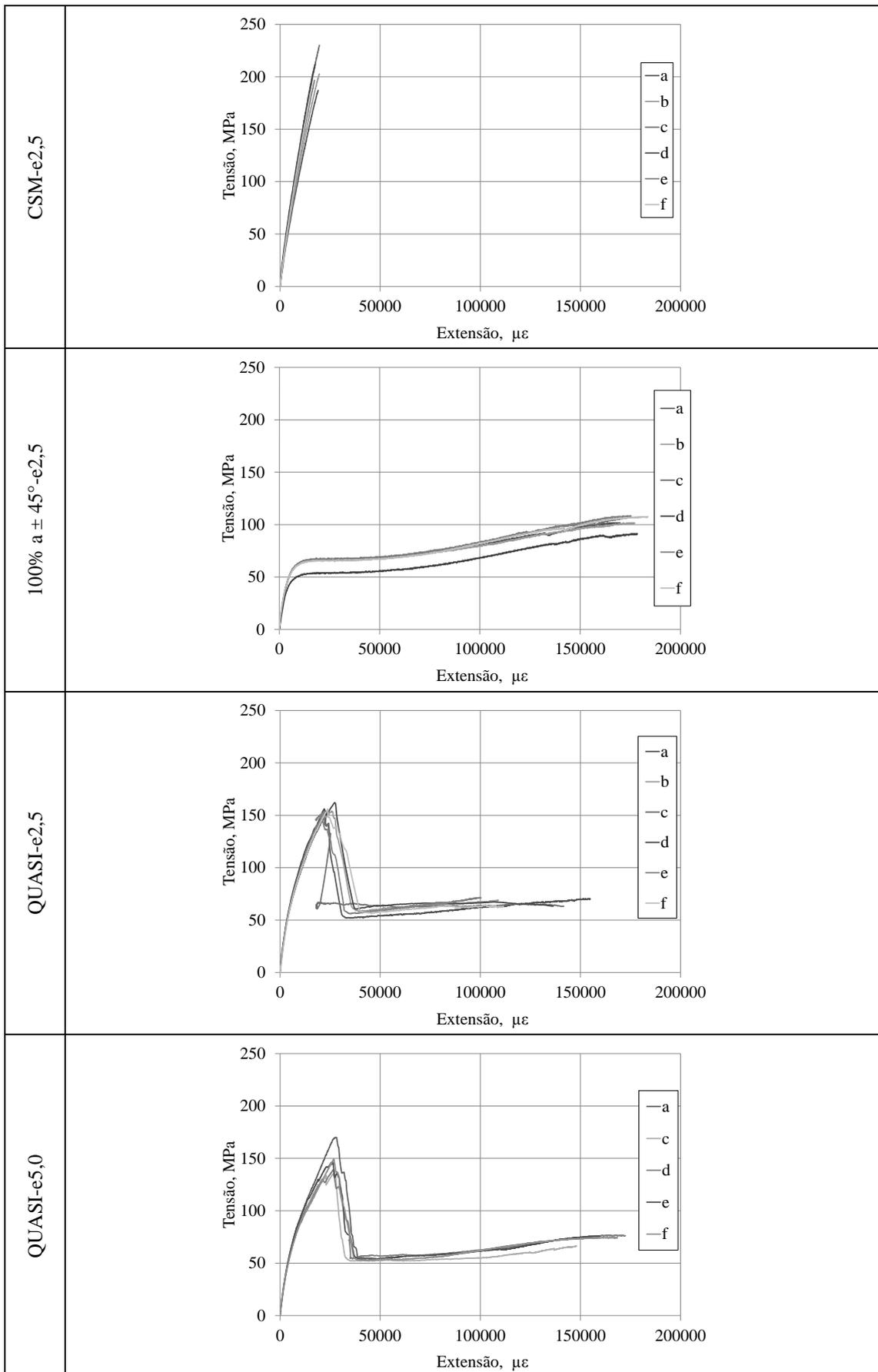
Na Tabela 3.19 apresenta-se os resultados máximos das tensões e extensões em regime elástico, bem como do módulo de elasticidade dos provetes ensaiados. O módulo de elasticidade com base em dois pontos, correspondentes a 25% e 50% da extensão máxima, sendo este o procedimento sugerido pela norma seguida.

Tabela 3.19 – Tensões, extensões máximas em regime elástico e módulo de elasticidade dos provetes ensaiados

Tipo de malha	Provete	Tensão Máxima em regime elástico (MPa)			Extensão Máxima em regime elástico ($\mu\epsilon$)			Módulo de Elasticidade (GPa)			
		Valor	Média	DP	Valor	Média	DP	Valor	Média	DP	Coef. de variação (%)
CSM-e2,5	a	187,00	202,03	15,71	19055,02	18044,35	1624,98	10,53	11,98	0,88	7,36
	b	202,65			19672,51			11,11			
	c	230,00			19648,76			12,51			
	d	212,23			17582,55			13,02			
	e	196,69			17210,48			12,08			
	f	183,60			15096,77			12,65			
100% a \pm 45°-e2,5	a	65,35	63,30	4,13	13948,88	13815,62	1293,13	14,12	13,2	1,41	10,68
	b	65,67			14962,19			12,91			
	c	65,56			12159,75			13,58			
	d	53,35			14020,12			10,32			
	e	64,82			12183,50			13,48			
	f	65,03			15619,26			14,77			
QUASI-e2,5	a	154,65	154,63	4,2	23607,00	24141,37	1911,26	8,64	8,84	0,46	5,22
	b	153,80			25981,96			8,63			
	c	147,84			22071,21			8,5			
	d	162,10			27248,61			9,8			
	e	153,48			22087,04			9			
	f	155,93			23852,42			8,47			
QUASI-e5,0	a	169,92	146,78	11,37	28016,51	26848,02	608,98	9,653	8,98	0,4	4,47
	b	140,92			-			-			
	c	135,01			26369,86			8,916			
	d	139,06			26512,36			8,742			
	e	146,35			26464,87			9,128			
	f	149,43			26876,53			8,462			

Além dos resultados apresentados é elucidativo apresentar os gráficos de tensão-extensão dos provetes ensaiados para as diferentes mantas em análise. Na Tabela 3.20 estão compilados os diversos gráficos.

Tabela 3.20 – Gráficos de tensão-extensão das diferentes mantas estudadas



Dos referidos gráficos as principais ilações a retirar são referente à ductilidade dos materiais. No caso da manta CSM a rotura do provete à tração dá-se de forma frágil, não mantendo qualquer ductilidade após a rotura, contrariamente, a manta com fibras 100% a $\pm 45^\circ$ é a mais dúctil, pelo que após a rotura do provete este mantém uma capacidade de carga elevada, verificando-se mesmo um aumento da mesma. Os provetes com manta QUASI perdem significativamente capacidade de carga após a rotura, mas estabiliza a uma carga reduzida. O comportamento dos provetes QUASI justifica-se pelo facto de possuir uma quantidade residual de fibras na direção de aplicação da força (90°), sendo estas as primeiras a chegar à rotura, sendo solicitadas de seguida as fibras orientadas a $\pm 45^\circ$.

Produção do betão e dos provetes de ensaio

4.1 Introdução

A parte estrutural dos painéis *sandwich* analisados neste trabalho é constituída por duas partes principais, os panos de betão e os conectores que estabelecem a ligação entre os referidos panos. A produção e descrição dos conectores em GFRP foram explanadas no capítulo anterior.

O presente capítulo apresenta a descrição do processo de produção do betão autocompactável (BAC) e do betão autocompactável reforçado com fibras de aço BACRFA. O BAC é um betão capaz de preencher todo o molde, apenas sob ação do seu peso, sem recorrer à vibração. Deste betão é possível enumerar diversas vantagens, como sejam a sua facilidade de aplicação, a redução de mão-de-obra necessária e a possibilidade de incluir maior versatilidade na forma das cofragens. O BAC tem as mesmas aplicações que um betão convencional, podendo substituir este último na execução de elementos de betão armado, pré-fabricado e em peças onde este não esteja habilitado. Os equipamentos de produção e transporte de um BAC são os mesmos utilizados num betão corrente.

Aliando os benefícios do betão autocompactável aos benefícios proporcionados pela incorporação de fibras de aço, é possível obter betão autocompactável reforçado com fibras de aço.

Os provetes de teste alvo de ensaios de tipo *push-out* e *pull-out* implicam a produção de provetes de betão aos quais estão agregados os elementos de conexão em GFRP. Assim, neste capítulo é implícita a descrição da obtenção dos provetes alvo dos ensaios tipo *push-out* e *pull-out*.

As amassaduras de betão foram realizadas na empresa CIVITEST, Pesquisa de novos materiais para Engenharia Civil, Lda, que possui larga experiência no desenvolvimento e produção de betões com fibras. As cofragens utilizadas foram especificamente concebidas para o presente trabalho, de modo a permitir betonar em simultâneo, todos os provetes de cada tipologia (tipo *push-out* e tipo *pull-out*). A produção destes betões, de tipo BAC e BRACFA, nos laboratórios da Universidade do Minho implicaria dispor de um espaço alargado para

colocar as cofragens e executar as betonagens. No momento presente, esses recursos não existem.

4.2 Produção do betão

A produção do betão e consequentemente dos provetes de ensaio *push-out* e *pull-out* é uma etapa fundamental para a análise experimental que se propõe neste trabalho. O objetivo é obter betões autocompactáveis adequados para serem utilizados em painéis *sandwich* de betão e caracterizar o comportamento da ligação entre painéis de betão e conectores, de modo a validar a utilização deste tipo de elemento estrutural e permitir desenvolver ferramentas para o seu dimensionamento. Como já referido, os painéis *sandwich* de parede são compostos por 3 elementos principais: os panos de betão, o isolamento e os conectores. O elemento de maior volume e consequente que origina mais custos diz respeito aos panos de betão. Nos panos de betão estão inseridas fibras de aço como forma de reforço em substituição das armaduras convencionais. O maior custo do material está relacionado com o custo das fibras de aço, daí o custo elevado na produção de betão.

4.2.1 Conceção dos moldes e preparação da betonagem

As cofragens necessárias para a execução dos provetes de betão foram elaboradas em madeira hidrófuga e concebidas especialmente para este trabalho. Uma das tarefas preliminares à betonagem consistiu em criar um sistema de cofragens simples de executar, de custos aceitáveis e que possibilitasse a execução de todos os provetes necessários para a realização da campanha experimental. O mesmo modelo de cofragens produzido permite executar os provetes *push-out* e *pull-out*. Esta versatilidade do modelo foi um dos aspetos tido em consideração na elaboração das cofragens. O modelo final adotado consiste num conjunto de tábuas com ranhuras estrategicamente colocadas para permitir a alteração do tamanho dos moldes criados pelas divisórias, e ranhuras para permitir a fácil fixação dos conectores embebidos no betão.

Mesmo com a garantia da madeira hidrófuga, as tábuas dos moldes de betonagem são revestidas com algumas camadas de um verniz tapa poros. Este verniz garante a impermeabilização das tábuas e impede a danificação das mesmas, possibilitando a sua reutilização. O molde é composto por tábuas divisórias móveis colocadas sobre uma base em chapa metálica. O recurso a um molde em madeira hidrófuga justifica-se pelo baixo custo, comparativamente com um molde inteiramente metálico. A utilização de moldes individuais implicaria um elevado número de moldes e de difícil desmoldagem. Como as divisórias são móveis, permite executar provetes com dimensões variadas, adaptando à geometria do elemento que se pretende ensaiar.

Aquando da betonagem, todo o molde é pincelado com um óleo descofrante para facilitar o processo de desmolde.

Para tornar o processo de preparação do molde de betonagem simples e rápido, são executadas ranhuras nas tábuas divisórias móveis para fixar os conectores embebidos de GFRP, tal como se apresentado na Figura 4.1, para os moldes dos provetes de tipo *pull-out*. Os provetes de GFRP são fixados nas ranhuras das tábuas divisórias com recurso a cunhas plásticas.



(a) Vista geral da cofragem



(b) Pormenor da fixação do conector

Figura 4.1 – Fixação dos GFRP's nos moldes de betonagem dos provetes *pull-out*

A montagem dos moldes e a produção dos provetes é realizada na CIVITEST, em local fresco e protegido de agentes exteriores, embora não se considere que seja um ambiente com temperatura e humidade controladas. Para impedir a perda de água dos provetes durante o processo de cura procede-se à sua cobertura com uma tela plástica.

4.2.2 Produção e betonagem de provetes de teste *push-out*

Os provetes de tipo *push-out* foram executados apenas em betão autocompactável reforçado com fibras de aço, BACRFA, com recurso a duas betonagens. A produção dos provetes de tipo *push-out* ocorreu numa única data. A necessidade de duas betonagens justifica-se pelo facto de a capacidade da betoneira utilizada não ser suficiente para todos os provetes. O limite máximo de volume, por betonagem, é de 160 litros.

Foram elaborados vinte provetes individuais, o que perfaz 10 provetes de teste de tipo *push-out*, já que por razões de simetria resultam da junção de duas partes iguais. Os provetes são constituídos por uma secção em BACRFA onde fica inserido o conector em GFRP.

A secção de BACRFA tem as dimensões apresentadas na Figura 4.2. Parte do conector é embebido ao longo do comprimento da secção de betão durante a betonagem. A parte saliente do conector, exterior ao provete de betão, destina-se a facilitar a aplicação da carga.

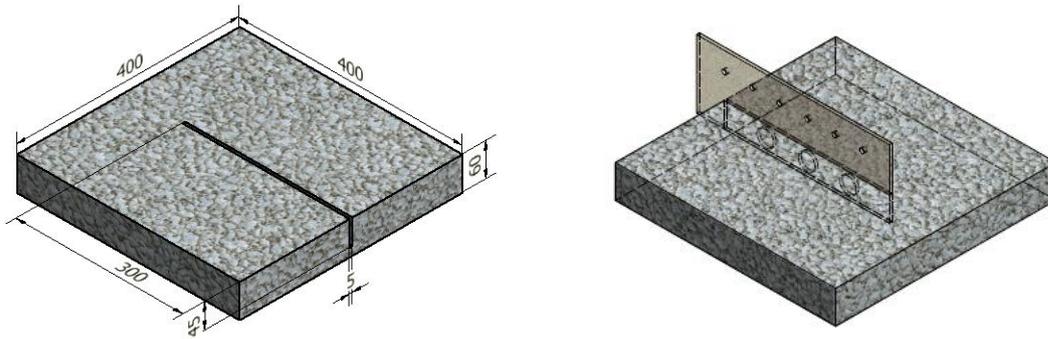
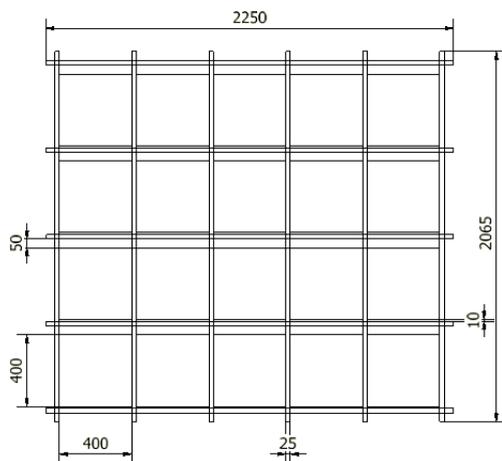


Figura 4.2 – Dimensões da secção de BACRFA dos provetes *push-out*, medidas em mm

Sabendo as dimensões dos provetes é possível estimar a quantidade de betão necessária para permitir a betonagem de todos os provetes, como apresentado na Equação (4.1).

$$20 \times (400 \times 400 \times 60) = 192000000 \text{ mm}^3 = 192 \text{ L} \quad (4.1)$$

Uma vez que são necessárias duas betonagens, opta-se por produzir o equivalente à capacidade máxima da betoneira e o excedente é utilizado para produzir provetes de caracterização do betão. O esquema da cofragem a executar para obter os provetes tipo *push-out* é apresentado na Figura 4.3. Neste tipo de modelo de cofragem, as duas partes que constituem o provete *push-out* são betonadas na horizontal de forma que a distribuição de fibras de aço no provete seja representativa da situação encontrada no painel *sandwich*.



(a) Esquema de cofragem *push-out*



(b) Cofragem *push-out* preparada

Figura 4.3 – Cofragem para os provetes *push-out*

Na execução desta configuração de cofragem, destaca-se o modo como os conectores são fixados. Uma vez que a espessura da camada de recobrimento do conector é de 15 mm, para garantir a mesma, são colocados distanciadores na parte embebida do conector para assegurar a camada de recobrimento. O processo de fixação dos conectores está ilustrado na Figura 4.4.



Figura 4.4 – Posicionamento dos conectores nos provetes de tipo *push-out*

É importante extrair amostras de ambas as betonagens para caracterizar as propriedades e verificar se não ocorreram disparidades entre betonagens. Das betonagens relativas a provetes de tipo *push-out* foram executados cinco provetes cilíndricos para caracterização do betão e seis provetes prismáticos. Os provetes cilíndricos possuem uma altura de 300 mm e um diâmetro de 150 mm, e as vigas apresentam 550 mm de comprimento por 150 mm de lado. Os provetes de BACRFA destinados a ensaios de caracterização são apresentados na Figura 4.5



Figura 4.5 – Provetes de caracterização do BACRFA de *push-out* após betonagem

Cada compartimento do molde é preenchido faseadamente. Primeiro, coloca-se betão de um lado do conector em GFRP, permitindo a passagem de betão e fibras pelos furos do conector, e só depois é colocado betão do outro lado do conector. A passagem do BACRFA através das aberturas dos conectores é bem visível na Figura 4.6.

Após o preenchimento total do compartimento, a superfície superior da laje de betão é regularizada para garantir a espessura uniforme dos provetes e para facilitar a posterior realização dos ensaios.



Figura 4.6 – Passagem do BACRFA pelas aberturas dos conectores *push-out*

A Figura 4.7 apresenta os provetes de tipo *push-out* nos respectivos moldes imediatamente após a betonagem e regularização da superfície dos mesmos.



Figura 4.7 – Provetes de tipo *push-out* nos moldes após a betonagem

A desmoldagem dos provetes dá-se ao final de 3 dias, quando o betão já tem resistência suficiente para ser possível manusear os provetes. A seguir, estes são acomodados, ficando a aguardar o tempo necessário para os respectivos ensaios de *push-out*.

4.2.3 Produção e betonagem de provetes de teste *pull-out*

Os provetes de tipo *pull-out* são executados em betão autocompactável, BAC, e betão autocompactável reforçado com fibras de aço, BACRFA. São realizadas duas betonagens distintas para cada tipologia de betão, no entanto a produção dos provetes de betão *pull-out* ocorre numa única data. Para cada betonagem é utilizada a capacidade máxima da betoneira e o excedente do betão utilizado nos provetes de *pull-out* é utilizado para betonar provetes de caracterização cilíndricos.

Foram elaborados na totalidade vinte e cinco provetes, sendo quinze executados com BACRFA e dez com BAC. Os provetes são constituídos por uma secção em BACRFA ou BAC onde está inserido o conector em GFRP.

A secção de BACRFA tem as dimensões apresentadas na Figura 4.8. O conector em GFRP fica parcialmente embebido na secção de betão.

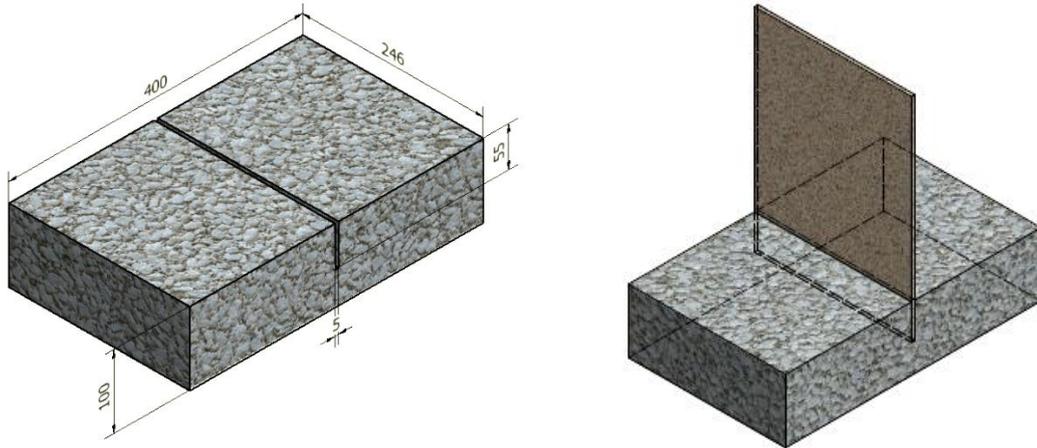


Figura 4.8 – Dimensões da secção de BACRFA ou BAC dos provetes *pull-out*, medidas em mm

Conhecendo as dimensões dos provetes é possível estimar a quantidade de betão necessária para permitir a betonagem de todos os provetes, como apresentado nas Equações (4.2) e (4.3).

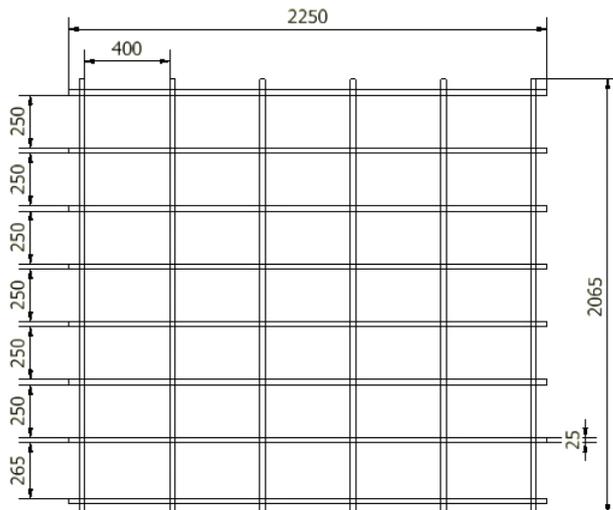
BAC

$$10 \times (400 \times 246 \times 100) = 98400000 \text{ mm}^3 = 98,4 \text{ L} \quad (4.2)$$

BACRFA

$$15 \times (400 \times 246 \times 100) = 147600000 \text{ mm}^3 = 147,6 \text{ L} \quad (4.3)$$

O esquema da cofragem a executar para obter os provetes tipo *pull-out* é apresentado na Figura 4.9. Os provetes de tipo *pull-out* foram betonados na horizontal para que a distribuição de fibras de aço no provete seja representativa da encontrada no painel *sandwich*.



(a) Esquema de cofragem *pull-out*



(b) Cofragem *pull-out* preparada

Figura 4.9 – Cofragem para os provetes *pull-out*

Das betonagens de *pull-out* foram executados três provetes cilíndricos para caracterização do BACRFA e quatro provetes de BAC. Os provetes cilíndricos possuem uma altura de 300 mm e um diâmetro de 150 mm e tomam o aspeto apresentado na Figura 4.10.



Figura 4.10 – Provete cilíndrico de caracterização de BAC

Cada compartimento de *pull-out* é preenchido faseadamente. Primeiro, o betão é vertido de um lado do conector em GFRP, permitindo a passagem de betão e fibras pelos furos do conector, e só depois é colocado betão do outro lado do conector. A passagem do BAC através das aberturas dos conectores é apresentada na Figura 4.11.



Figura 4.11 – Passagem do BAC através dos furos do conector

Após o preenchimento total do compartimento, a superfície superior da laje de betão é regularizada para garantir a espessura uniforme dos provetes e para facilitar a realização dos ensaios.

4.2.4 BAC e BACRFA

O recurso a um betão autocompactável (BAC) justifica-se pela necessidade executar painéis *sandwich* de grandes dimensões, com rapidez e elevada qualidade. Ao eliminar a necessidade de técnicas de compactação, aumenta-se a rapidez de execução e diminui-se a necessidade de equipamento e mão-de-obra para efeitos de compactação. Um betão autocompactável apresenta elevada trabalhabilidade, podendo esta ser caracterizada pelas propriedades relacionadas com a facilidade de passagem do betão, de enchimento das cavidades e ausência de segregação. Apenas um betão que cumpra os requisitos relativamente às três características referidas anteriormente pode ser denominado de autocompactável.

A utilização do betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) na elaboração de painéis sandwich tem como principal objetivo a diminuição do uso de armaduras convencionais ou mesmo a sua exclusão total. Uma vez que os panos de betão de um painel *sandwich* têm espessuras muito reduzidas, a colocação de armaduras torna-se dispendiosa, de execução difícil e por vezes inviável, pois não se garante um recobrimento adequado.

Neste projeto são analisados provetes executados em BAC e BACRFA, com o objetivo de estudar o comportamento das conexões, nas duas tipologias de betão em análise. Os provetes a betonar possuem as dimensões definidas para os ensaios de tipo *pull-out* e de tipo *push-out* e não incluem quaisquer armaduras, pelo que são acrescentadas fibras de aço obtendo-se o BACRFA. A composição do BAC e do BACRFA é definida pela empresa CIVITEST e as amassaduras são realizadas nas respetivas instalações. As composições de betão BAC e BACRFA são, respetivamente, apresentadas na Tabela 4.1 e Tabela 4.2, com a dosagem de cada componente. As dosagens apresentadas correspondem ao material necessário para elaborar 1 m³ de betão. Verifica-se que a dosagem de água utilizada é menor na execução de um BAC relativamente ao BACRFA.

Tabela 4.1 – Composição do betão BAC (1 m³)

Componentes	Quantidade	Unidade
Cimento I 42.5 R	413	kg
Brita calcária, ϕ 12	588	kg
Meia areia	655	kg
Areia fina	179	kg
Água	116	L
Filler calcário	353	kg
Superplastificante, SIKA 3005 HE	7,83	L

Tabela 4.2 – Composição do betão BACRFA

Componentes	Quantidade	Unidade
Cimento I 42.5 R	413	kg
Brita calcária, ϕ 12	588	kg
Meia areia	655	kg
Areia fina	179	kg
Água	125	L
Filler calcário	353	kg
Superplastificante, SIKA 3005 HM	7,83	L
Fibras de aço, Wirand	60	kg

Para a realização das amassaduras é necessário uma diversidade de materiais e equipamentos, comuns a qualquer trabalho executado em obra. Além dos materiais já apresentados, os equipamentos necessários para a mistura de materiais na produção de betão são: uma betoneira com capacidade para 200 litros, uma balança, vários recipientes para acondicionamento dos agregados e da água, e outros utensílios usados na produção e

manuseamento de betão fresco, como luvas, colheres, etc. A sequência de betonagem é semelhante na execução do BAC e BACRFA, à exceção da inclusão de fibras no BACRFA. O processo de amassadura dos referidos betões apresenta-se na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Sequência de betonagem

<p>Todos os materiais necessários à execução do betão são pesados nas dosagens definidas e colocados em recipientes individuais. As paredes da betoneira são molhadas previamente à utilização, de modo a evitar o desperdício de água da composição e o alojamento de materiais nas paredes da betoneira. Inicia-se o processo de betonagem com a adição dos agregados, tais como as areias e britas, procede-se à adição do cimento, filler calcário e uma pequena quantidade de água. Depois de colocar os materiais inicia-se o movimento da betoneira, de forma a obter uma mistura homogênea.</p>		
		
<p>Com a betoneira ainda em movimento, adicionam-se gradualmente o superplastificante e a água. As fibras de aço são adicionadas em seguida e de forma também gradual. A junção das fibras à mistura é faseada, para não levar à acumulação das mesmas e promover a sua dispersão. Esta fase é acompanhada pela adição de pequenas quantidades de água e de super plastificante (agente redutor da quantidade de água) à mistura, de forma a molhar e hidratar todos os materiais envolvidos. Após a adição de todos os materiais e da continuada amassadura, o betão é considerado pronto.</p>		
		
<p>Para determinar a trabalhabilidade do betão efetua-se para cada betonagem o teste de <i>Slump</i> imediatamente após a amassadura.</p>		
		
<p>Validado o teste de <i>Slump</i> procede-se à betonagem dos provetes de teste.</p>		
		

Um dos métodos disponíveis que permite avaliar se o betão cumpre as características de um betão autocompactável é o método do espalhamento em cone de Abrams. A trabalhabilidade da mistura é verificada logo após a preparação da mistura, medindo os diâmetros de espalhamento em duas direções perpendiculares. Os resultados do espalhamento obtidos nas betonagens efetuadas são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Resultados do espalhamento das diversas betonagens

Descrição	Betonagem	Betão	Espalhamento (mm)	
Push-out	Betonagem I	BACRFA	D1	720
			D2	720
	Betonagem II	BACRFA	D1	770
			D2	750
Pull-out	Betonagem I	BACRFA	D1	740
			D2	760
	Betonagem II	BAC	D1	760
			D2	780

Na Figura 4.12 apresenta-se as direções consideradas para a medição do espalhamento através do cone de Abrams.



(a) Espalhamento na direção 1



(b) Espalhamento na direção 2

Figura 4.12 – Determinação do espalhamento

Um betão é considerado autocompactável quando o seu espalhamento está compreendido entre 700 e 800 mm. Para todos os betões utilizados, a trabalhabilidade é analisada após a realização de cada amassadura, sendo seguida do preenchimento dos moldes de provetes de betão.

4.3 Caracterização mecânica do betão

A caracterização mecânica dos materiais é uma etapa fundamental na validação das suas propriedades. O processo de caracterização mecânica do betão permite avaliar as propriedades do betão autocompactável com e sem fibras (BACRFA e BAC) e comprovar a coerência de propriedades entre duas betonagens. A caracterização mecânica do betão inclui diversos ensaios, nomeadamente o estudo da resistência à compressão, do módulo de elasticidade e da resistência à flexão em provetes de betão.

Os ensaios de caracterização foram realizados nas instalações do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

Os provetes prismáticos executados para a caracterização à flexão do betão não foram ensaiados por motivos de falta de tempo e disponibilidade das instalações laboratoriais. No entanto este aspeto não invalida os resultados obtidos com os provetes de ensaio, uma vez que o ensaio não é condicionante nos trabalhos subsequentes.

4.3.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão é determinada através de um ensaio de compressão. Uma vez que este é um ensaio destrutivo, opta-se por realizá-lo depois do ensaio de determinação do módulo de elasticidade. Os ensaios à compressão foram realizados nos provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, 21 dias após a betonagem.

Os ensaios de compressão são realizados numa prensa constituída por um grupo hidráulico, um atuador com 2000 kN de capacidade máxima de carga e um transdutor interno para controlo de ensaio. O ensaio consiste na aplicação linear de uma força de compressão de 5 kN/s até à rotura do elemento. A resistência à compressão do betão é avaliada através da determinação da respetiva tensão máxima de compressão. A configuração de ensaio apresenta-se na Figura 4.13 e é semelhante para os provetes de BAC e BACRFA. Nos provetes de BAC é necessário colocar proteção na prensa devido à possibilidade de destacamento e projeção de material.



(a) BACRFA



(b) BAC

Figura 4.13 – Configuração do ensaio de compressão

Na amassadura dos provetes de tipo *push-out* executaram-se cinco provetes BACRFA e na amassadura dos provetes de tipo *pull-out* elaboraram-se três provetes cilíndricos para caracterização do BACRFA e quatro provetes de BAC. Na execução dos provetes de tipo

pull-out considera-se que apenas foram elaboradas uma amassadura de cada tipologia de betão, sendo a primeira de BACRFA e a segunda de BAC.

Os provetes de tipo *push-out* foram ensaiados separadamente dos provetes de tipo *pull-out* uma vez que também as amassaduras foram executadas em datas diferentes. Após o ensaio à compressão de todos os provetes, é possível visualizar os modos rotura dos diversos provetes. A Figura 4.14, a Figura 4.15 e a Figura 4.16 ilustram os modos de rotura verificados em todos os provetes de BACRFA e BAC.



Figura 4.14 – Modos de rotura dos provetes BACRFA, *push-out*



Figura 4.15 – Modos de rotura dos provetes BACRFA, *pull-out*



Figura 4.16 – Modos de rotura dos provetes BAC, *pull-out*

Dos modos de rotura apresentados verifica-se visualmente que o destacamento de betão e dano dos provetes é maior no caso do betão BAC, o que se justifica pela ausência de fibras. Pelo contrário, as fibras exibem um bom comportamento em provetes já fendilhados, uma vez que mantêm a integridade quase total do provete.

A tensão de compressão nos provetes de caracterização determina-se através da relação entre a força máxima aplicada pelo atuador e a área de contacto dos provetes. A Equação (4.4) expressa a obtenção da tensão de compressão e a Tabela 4.5 resume os resultados obtidos,

$$f_c = \frac{F_{max}}{A_c} \quad (4.4)$$

onde,

F_{max} – é a força máxima aplicada no provete;

A_c – é a área de aplicação da carga em cada provete.

Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de caracterização do betão à compressão

Betão	Betonagem	Provete	Amassadura	Idade (dias)	Área (m ²)	F _{máx} (kN)	σ (MPa)	σ ^{média} (MPa)	DP (MPa)	Coef. Variação (%)
BACRFA	<i>push-out</i>	1a	2 ^a	21	0,01767	1213,90	68,69	57,54	11,78	20,47
	<i>push-out</i>	2a	2 ^a	21		998,10	56,48			
	<i>push-out</i>	3a	2 ^a	21		1290,90	73,05			
	<i>push-out</i>	4a	2 ^a	21		795,30	45,00			
	<i>push-out</i>	5a	1 ^a	21		786,00	44,48			
	<i>pull-out</i>	1b	1 ^a	21	1151,90	65,18	61,88	2,69	4,34	
<i>pull-out</i>	2b	1 ^a	21	0,01767	1035,60	58,60				
<i>pull-out</i>	3b	1 ^a	21	1093,20	61,86					
BAC	<i>pull-out</i>	1c	2 ^a	21	0,01767	1046,20	59,20	59,12	2,03	3,44
	<i>pull-out</i>	2c	2 ^a	21		1093,20	61,86			
	<i>pull-out</i>	3c	2 ^a	21		991,80	56,12			
	<i>pull-out</i>	4c	2 ^a	21		1047,50	59,28			

Os valores da tensão máxima de compressão são próximos, o que significa que os vários betões produzidos apresentam classes de resistência muito similares, tal como pretendido, já que neste trabalho não se pretende comparar diferentes classes de resistência, mas sim a aplicação de diferentes tipos de betão (BAC e BACRFA).

4.3.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é determinado através de um ensaio que inclui a aplicação de ciclos de carga – descarga entre níveis de carregamento que solicitam o comportamento elástico do betão em análise. Alguns exemplares dos provetes cilíndricos de caracterização das amassaduras são submetidos ao ensaio de determinação do módulo de elasticidade. Para a determinação do módulo de elasticidade são usados os provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Os ensaios são realizados 21 dias após as betonagens.

Os ensaios de compressão são realizados numa prensa constituída por um grupo hidráulico, um atuador com 2000 kN de capacidade máxima de carga e um transdutor interno para controlo de ensaio. Este ensaio é não destrutivo e a configuração apresenta-se na Figura 4.17.

O ensaio é realizado segundo recomendações de LNEC E397, 1993 e a sua aplicação é semelhante para os provetes de BAC e BACRFA.

Na configuração de ensaio, visualiza-se a existência de dois anéis centrados no provete e separados entre si de 100 mm. Estes anéis permitem a colocação de três LVDT's, separados radialmente entre si de 120°, para obter leituras que permitam determinar a deformação do provete. As leituras dos LVDT's registam o deslocamento relativo entre os anéis.



Figura 4.17 – Configuração do ensaio de determinação do módulo de elasticidade

A determinação do módulo de elasticidade baseia-se num procedimento linear de carga e descarga, repetido ao longo de vários ciclos até se obter convergência de valores entre ciclos.

Anteriormente à determinação do módulo de elasticidade alguns provetes foram sujeitos a ensaios de compressão, de forma a determinar a tensão máxima. A tensão de compressão a aplicar durante o ensaio para a determinação do módulo de elasticidade deve estar no intervalo entre 0,5 MPa a $0,3 \times f_c$, onde 0,5 MPa corresponde ao patamar inferior de tensão e $0,3 \times f_c$ corresponde ao patamar superior de tensão, em cada ciclo. A tensão máxima de compressão considerada corresponde a uma carga de 1200 kN. Deste modo, e o módulo de elasticidade é determinado para um patamar superior de carga que não ultrapasse $0,3 \times 1200$ kN. Neste caso, considerou-se um patamar inferior de carga igual a 300 kN. O patamar de tensão máxima deve ser mantido constante durante 60 s (ver Figura 4.18). O incremento ou decréscimo de carga deve ser realizado à velocidade de $0,9 \pm 0,1$ MPa/s.

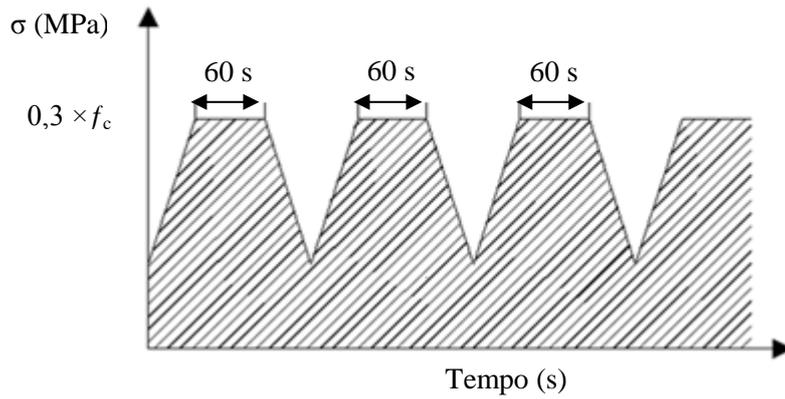


Figura 4.18 – Ciclos de carga e descarga para determinação do módulo de elasticidade

A Tabela 4.6 apresenta os resultados obtidos nos ensaios para determinação do módulo de elasticidade. Os valores do módulo de elasticidade são próximos, comprovando mais uma vez que, a menos da inclusão de fibras, os betões em estudo têm características próximas. Os valores dos coeficientes de variação são baixos, o que comprova o comportamento adequado destes betões.

Tabela 4.6 – Resultados do ensaio ao módulo de elasticidade

Betão	Betonagem	Provete	Amassadura	Idade (dias)	E_{cm} (GPa)	Média (GPa)	ΔP (GPa)	Coef. de variação (%)
BACRFA	<i>push-out</i>	3a	2 ^a	21	39,23	38,25	2,03	5,30
	<i>push-out</i>	4a	2 ^a	21	40,98			
	<i>push-out</i>	5a	1 ^a	21	38,95			
	<i>pull-out</i>	2b	1 ^a	21	37,81			
	<i>pull-out</i>	3b	1 ^a	21	34,30			
BAC	<i>pull-out</i>	2c	2 ^a	21	35,67	34,64	0,66	1,91
	<i>pull-out</i>	3c	2 ^a	21	33,86			
	<i>pull-out</i>	3c	2 ^a	21	34,37			

Análise experimental – Ensaios de tipo *Push-out*

5.1 Introdução

O comportamento estrutural adequado de painéis *sandwich* de betão implica o funcionamento conjunto dos seus constituintes. A ligação entre os panos de betão consegue-se à custa de conectores em GFRP que ficam essencialmente submetidos a esforços de corte. Com o conjunto de ensaios experimentais realizados no âmbito desta dissertação, ensaios de tipo *pull-out* e ensaios de tipo *push-out*, procura-se avaliar a adequabilidade e a capacidade resistente destes elementos de conexão quando utilizados em painéis *sandwich* de betão.

No desenvolvimento do sistema de painéis *sandwich*, procura-se estabelecer uma ligação adequada entre os conectores de GFRP e as camadas de pequena espessura de BACRFA. Estes conectores devem permitir a transferência de forças de corte entre o GFRP e os panos de betão, além de resistir a forças de *uplift* que tendem a causar a separação transversal entre eles. Por se tratar de um sistema inovador, é importante compreender o comportamento mecânico dos conectores propostos, para que se possa garantir a capacidade resistente necessária e um comportamento relativamente dúctil não só do conector, mas também do painel. O comportamento ideal para estes conectores seria sofrer um escorregamento muito reduzido para as cargas de serviço, de modo a garantir um elevado nível de interação entre os panos do painel, e apresentar um comportamento dúctil para o estado limite último, de forma a garantir a redistribuição do esforço de corte ao longo do painel, permitindo mobilizar uma maior capacidade resistente do mesmo.

O capítulo presente descreve o programa experimental relativo aos ensaios de tipo *push-out*, e os resultados alcançados. Pretende-se avaliar a resistência ao corte dos conectores, que pode ser determinada com um ensaio em escala reduzida denominado por ensaio de tipo *push-out* (Naito et al., 2009). Esta campanha experimental é realizada com recurso a provetes prismáticos retangulares de betão nos quais estão inseridos os elementos de conexão em GFRP.

Os conectores considerados neste trabalho correspondem a uma nova configuração proposta de conectores planos perfurados em GFRP, compostos por diferentes combinações de malhas. O estudo da conexão GFRP-betão é realizado através do ensaio de tipo *push-out*, com o qual é possível efetuar uma análise rigorosa do comportamento da conexão e dos mecanismos de rotura associados ao betão e aos conectores. Este ensaio permite caracterizar a conexão em termos de capacidade de carga, ductilidade e rigidez.

Nos ensaios de tipo *push-out*, é utilizado betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) na execução dos panos de betão. O uso de betão reforçado com fibras de aço resulta da necessidade de reduzir ou eliminar a utilização de armadura convencional, diminuindo os custos de mão-de-obra. Nesta campanha de ensaios optou-se por variar alguns parâmetros relevantes, como o número de aberturas, o tipo de manta de GFRP e a espessura do conector.

Os painéis *sandwich* de betão são sujeitos a diferentes tipos de carregamentos até à sua aplicação em obra. Quando colocados em obra os painéis sofrem a ação do seu peso próprio e dos elementos colocados acima do painel e também a ação do vento.

Os ensaios de *push-out* centram-se no comportamento mecânico das conexões GFRP-BACRFA desenvolvidas para os painéis *sandwich* pré-fabricados isolados. A viabilidade do uso dos conectores propostos é avaliada através da realização deste ensaio, onde os modos de rotura e a capacidade de carga são analisados.

5.2 Configuração de ensaio

Os ensaios são realizados com controlo de deformação, sendo medidos valores da carga aplicada, de deformação vertical e de escorregamento entre o perfil metálico e o painel de betão armado. A configuração de ensaio utilizada suporta-se nas recomendações relativas ao ensaio de tipo *push-out* descrito na NP EN1994-1-1, como apresentado na Figura 5.1, com algumas adaptações específicas.

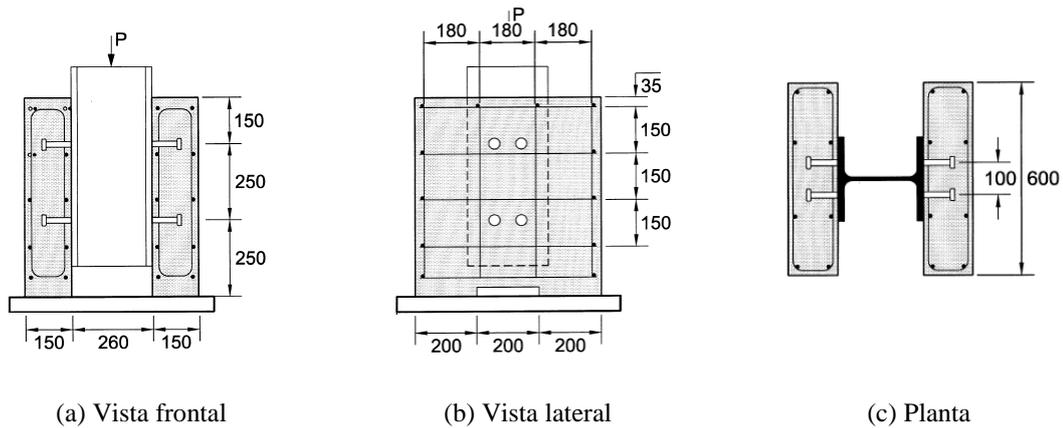
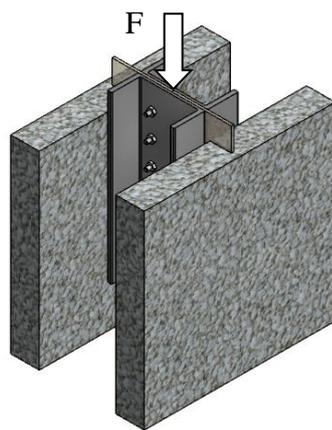


Figura 5.1 – Ensaio de *push-out* típico segundo a NP EN 1994-1-1

5.2.1 Equipamento

O equipamento utilizado nos ensaios de *push-out* é constituído pelos seguintes componentes: prensa, computador e grupo hidráulico. Para a execução destes ensaios, é utilizada a prensa de ensaio MicroTeste (SCM4000). Para a correta execução dos ensaios são necessários elementos acessórios como barras de apoio, prismas de aço, rótula, perfis metálicos e parafusos.

A configuração de ensaio consiste na aplicação de carga de compressão pela prensa de ensaio no provete de teste. Na Figura 5.2 apresenta-se a configuração de um ensaio de tipo *push-out*, onde se pode observar o posicionamento geral do provete, da rótula e dos acessórios necessários à concretização do ensaio.



(a) Esquema de ensaio



(b) Configuração geral de ensaio

Figura 5.2 – Configuração de ensaio

A força aplicada pelo atuador é controlada com uma célula de carga de 1000 kN. A definição da célula de carga a utilizar nos ensaios depende do nível de carga expectável dos provetes, que devem atingir cargas máximas que sejam inferiores a 80 % do limite de carga na célula.

Todos os ensaios foram realizados nas seguintes etapas:

- Inicialmente aplica-se um carregamento sinusoidal com frequência de 0,01 Hz e amplitude de 5 kN, num total de dez ciclos;
- De seguida, aplica-se um carregamento com controlo de deslocamento a uma taxa de 0,10 mm/min;
- Depois do pico de carga, a velocidade é aumentada para 0,30 mm/min de modo a que o ensaio se possa desenvolver mais rapidamente, mas sem perda de informação relativa ao comportamento do provete.

5.2.2 Geometria dos provetes de teste

Os provetes finais de tipo *push-out* são então sujeitos a um ensaio, onde o atuador aplica uma força ao GFRP, provocando esforços de corte entre este e o painel de betão no qual está inserido.

Os provetes de ensaio são compostos por duas partes iguais, originando um provete com dois panos de betão unidos por um conector de GFRP bipartido. As camadas de betão são moldadas com BACRFA e possuem 60 mm de espessura. As duas metades que constituem o provete são betonadas na horizontal de forma que a distribuição de fibras de aço no provete seja representativa da que é possível encontrar num painel *sandwich*. Os conectores de GFRP testados são de três tipologias: CSM-e2,5-L3C, QUASI-e5,0-L3C e QUASI-e5,0-Liso. A espessura da camada de recobrimento do conector é de 15 mm. A configuração geométrica dos provetes e as respetivas dimensões são apresentados na Figura 5.3. A terminologia L3C significa conector liso com três furos circulares.

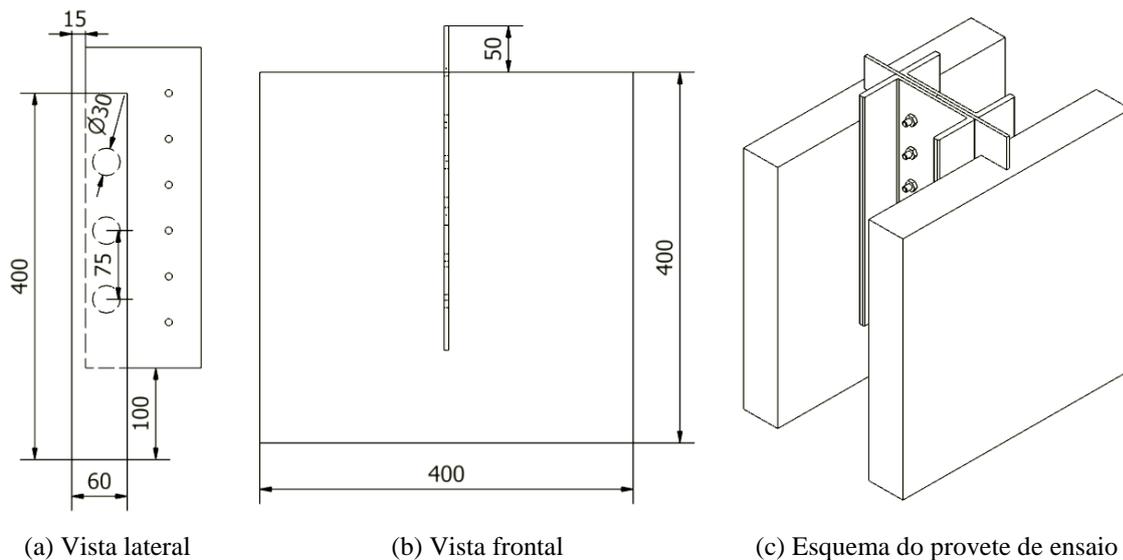


Figura 5.3 – Provetes de ensaio

O provete de GFRP não fica totalmente embebido no elemento de betão. A parte superior do GFRP fica saliente para possibilitar a aplicação de carga pela prensa. Na zona inferior do provete, o GFRP não é levado até à face inferior do pano de betão. Para eliminar o efeito de topo, são executadas ranhuras no betão na zona inferior ao GFRP, de modo a simular um provete com conector contínuo. A distinção entre os provetes com e sem ranhura apresenta-se na Figura 5.4.

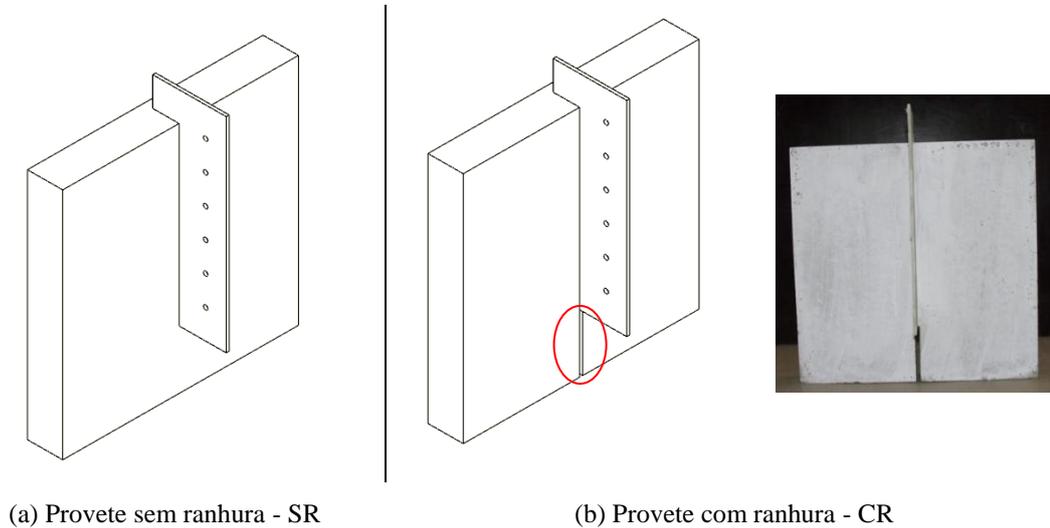


Figura 5.4 – Provetes com e sem ranhura

Foram preparados provetes para o ensaio tipo *push-out* provetes com e sem ranhura para 2 tipos de conector. A quantidade de provetes executados de cada tipologia apresenta-se na Figura 5.5.

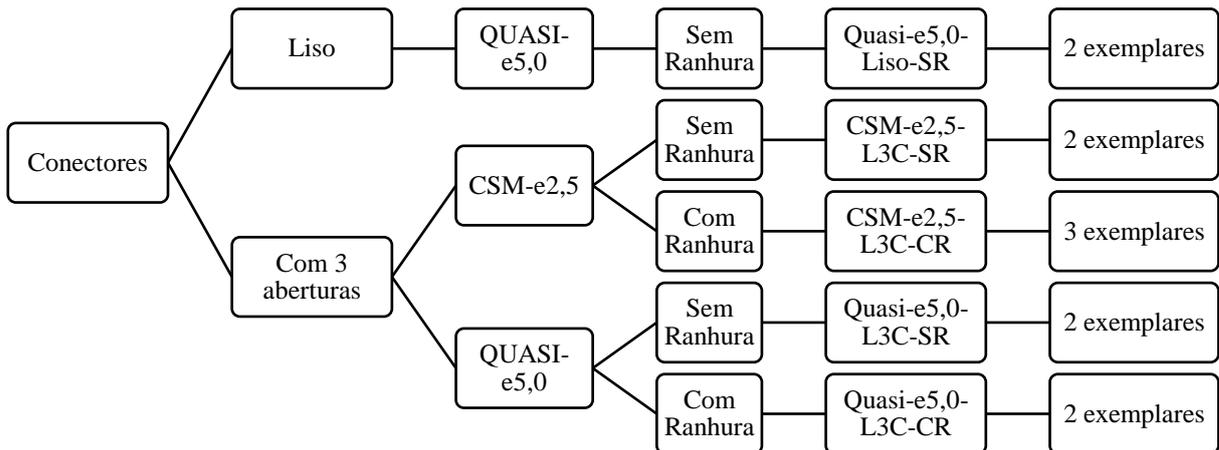


Figura 5.5 – Quantidade e designação dos provetes de teste

5.2.3 Preparação do ensaio

Os provetes são sujeitos a um ensaio, onde a carga de compressão é aplicada ao provete de GFRP, por meio de dois perfis metálicos (Figura 5.2). Cada conector está embebido numa camada de betão e é necessário proceder à sua união de forma obter a configuração final do provete, garantindo a sua estabilidade global e a estabilidade do próprio conector. A união dos provetes é efetuada com dois perfis metálicos UPN 140 com 350 mm de comprimento cada. A junção das duas metades do provete é feita posicionando cada um dos perfis em lados opostos dos dois conectores de GFRP. A fixação é feita com 12 parafusos M8, igualmente espaçados entre si de 50 mm. Os parafusos são bem apertados para que a transmissão de carga do perfil metálico para o GFRP se dê também por fricção na superfície de contato entre o perfil e os conectores de GFRP, e não apenas através dos parafusos, o que poderia levar à rotura do GFRP. A sequência de montagem de um provete é apresentada na Figura 5.6. A preparação do provete inclui fases como a furação dos GFRP's para colocação dos parafusos de fixação dos perfis metálicos e pintura do betão para facilitar a visualização das fendas no decorrer do ensaio.

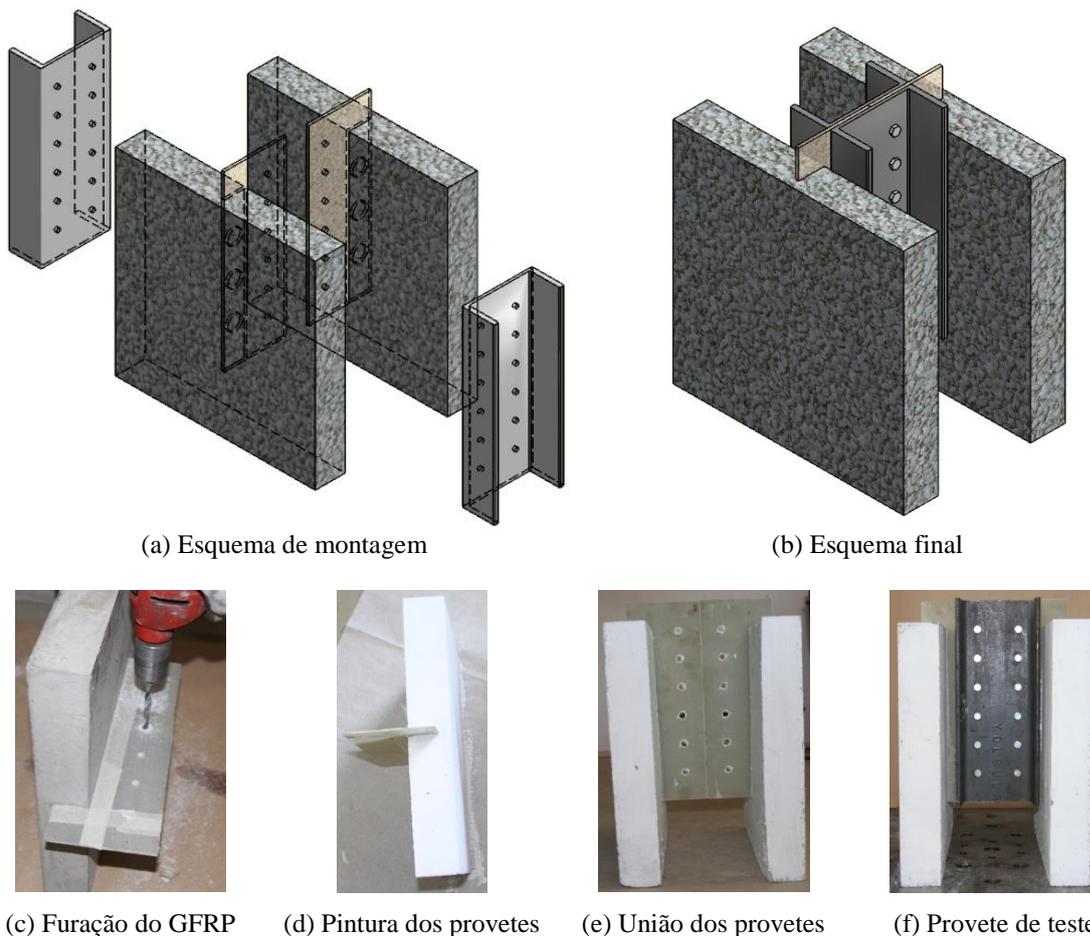


Figura 5.6 – Montagem dos provetes de teste

Durante a realização do ensaio, a carga é transmitida por corte, do perfil metálico para as camadas de betão, unicamente através dos conectores de GFRP. Optou-se pela realização

deste tipo de ensaio por este ser de montagem relativamente simples, requerer uma prensa convencional, e permitir estabelecer uma relação direta entre a força aplicada em cada conector existente no provete testado e o correspondente escorregamento medido entre o conector e a camada de betão.

O provete é colocado na base da prensa e centrado com o elemento de aplicação de carga. A base do provete é fixada lateralmente com duas barras metálicas atravessadas por dois varões roscados. Estas barras têm como objetivo evitar o movimento de afastamento entre as bases das lajes de betão no decorrer do ensaio. De seguida, é colocada uma chapa de aço na zona de aplicação de carga, sobre a qual se coloca uma rótula onde é aplicada a carga pelo atuador. Define-se o esquema de instrumentação do provete e fixam-se elementos de suporte para a colocação dos transdutores. Todos os aspetos descritos anteriormente são apresentados na Figura 5.7.

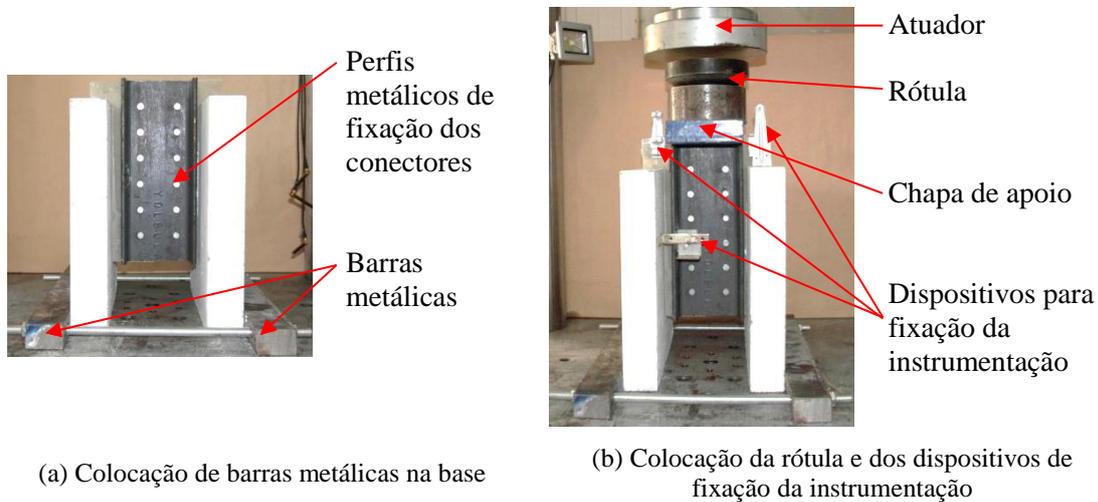


Figura 5.7 – Preparação do provete de teste

A colocação de uma chapa de apoio sobre o provete tem como objetivo aumentar a área de contato entre o atuador e o provete.

5.2.4 Instrumentação

Para efetuar uma leitura adequada do decorrer do ensaio o provete é instrumentado com seis dispositivos LVDT (*linear variable differential transformer*) que são sensores para medição de deslocamento. O objetivo da instrumentação é medir o escorregamento entre o conector e o elemento de betão.

Uma das desvantagens de utilizar os perfis metálicos para aplicação da carga está no facto de não haver superfície livre do conector de FRP, para além da localizada na parte superior das camadas de betão, o que dificulta as leituras do escorregamento entre o GFRP e o BACRFA.

Neste ensaio, são utilizados 6 LVDTs, sendo 2 utilizados para determinar o deslocamento relativo entre a face superior da laje de betão e o GFRP (A e B), outros 2 determinam o escorregamento entre o GFRP e o perfil metálico (C e D), e os restantes 2 medem o deslocamento entre o BACRFA e o perfil metálico na zona lateral (E e F). Os LVDT's são posicionados em ambas as lajes de betão, permitindo medir a deformação do provete, tal como se apresenta na Figura 5.8.

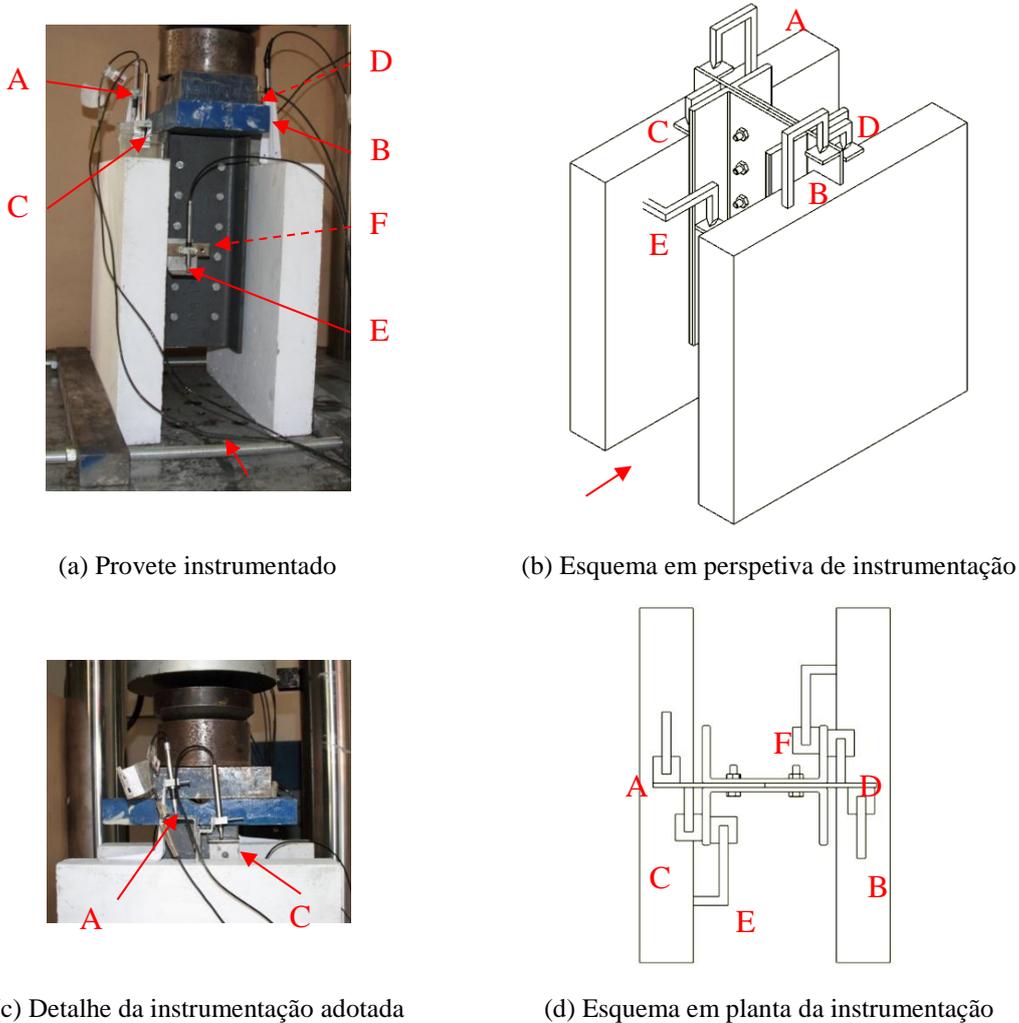


Figura 5.8 – Instrumentação adotada

Os valores de escorregamento são calculados de duas formas: diretamente entre o GFRP e a camada de betão na parte superior do provete, considerando as leituras registadas pelos transdutores A e B e também subtraindo-se o escorregamento relativo do perfil metálico com relação ao GFRP na parte superior do provete, ao escorregamento entre o perfil metálico e a camada de betão, cuja medição é feita a meia altura do provete, considerando as leituras registadas pelos transdutores C, D, E e F.

5.3 Modos de rotura

Em todos os ensaios realizados, surge uma fenda longitudinal no elemento de betão que se desenvolve a partir das proximidades da extremidade inferior do conector. Esta fenda propaga-se até alcançar a parte superior do provete, à medida que o valor da carga aplicada aumenta. No caso dos provetes sem rasgo nos elementos de betão, também se verifica o surgimento de fendas na zona localizada à frente do conector. Nos provetes com rasgo, este tipo de fendilhação não chega a ocorrer e o conector tende a atravessar o elemento de betão e penetrar na zona do rasgo não se mobilizando uma resistência frontal. Os diferentes modos de rotura podem ser visualizados na Tabela 5.1.

Os conectores utilizados nos provetes sem ranhura, com ou sem furos, apresentam dano na parte frontal do provete. Este dano é provocado pela mobilização da resistência frontal, mas não há esmagamento generalizado em nenhum dos GFRP's, o que possivelmente indica que a capacidade de carga dos provetes não é limitada pela resistência dos conectores. No caso do provete SR-CF (sem ranhura com furos), além do dano nos conectores causado pelo efeito de compressão frontal ter sido aparentemente maior, os GFRP's também apresentam dano nas proximidades dos furos. Os conectores dos provetes com rasgo não apresentam nenhum dano no final do ensaio.

Tabela 5.1 – Modos de rotura observados no BACRFA e no GFRP

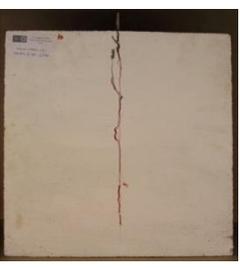
Provete	Esquerda			Direita		
	BACRFA	Lateral	GFRP	BACRFA	Lateral	GFRP
CSM-e2,5-L3C-SR-01						
CSM-e2,5-L3C-SR-02						
CSM-e2,5-L3C-CR-01						
CSM-e2,5-L3C-CR-2011						
Quasi-e5,0-L3C-SR-01						

Tabela 5.1 – Modos de rotura observados no BACRFA e no GFRP (continuação)

Quasi-e5,0-L3C-SR-02						
Quasi-e5,0-L3C-CR-01						
Quasi-e5,0-L3C-CR-02						
Quasi-e5,0-Liso-SR-01						
Quasi-e5,0-Liso-SR-02						

Relativamente aos modos de rotura do betão, é possível identificar roturas típicas consoante o provete possui ou não ranhura inferior no betão. A Figura 5.9 e Figura 5.10 elucidam a rotura tipo de um provete sem e com ranhura, respetivamente. No provete sem ranhura é visível o efeito de topo devido ao betão, e no provete com ranhura verifica-se o deslizamento do provete de GFRP. Devido ao efeito de topo verifica-se a formação de fendas oblíquas na zona inferior do GFRP.

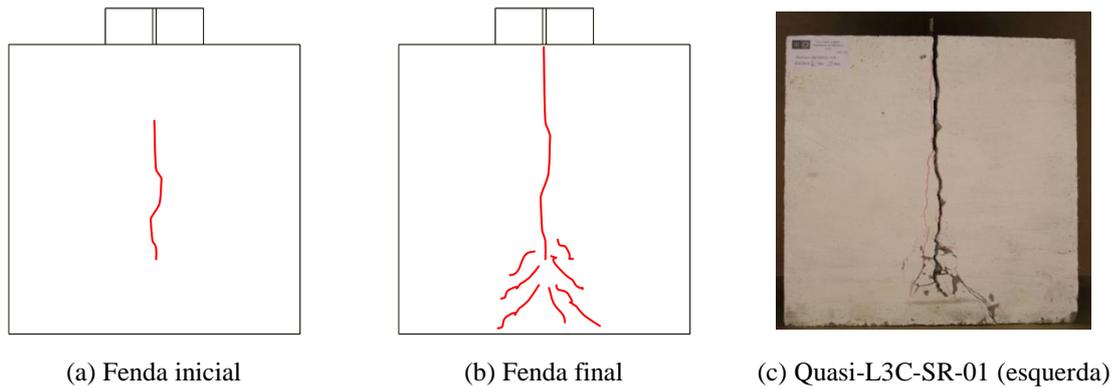


Figura 5.9 – Rotura tipo de um provete sem ranhura (SR)

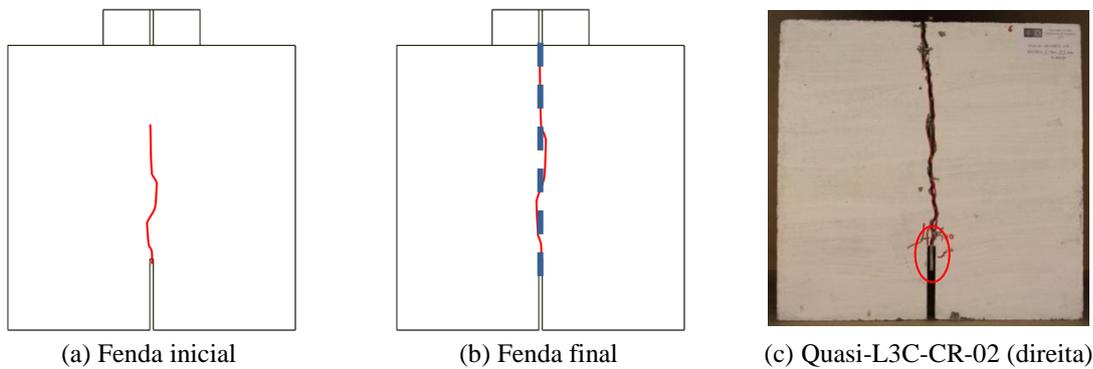


Figura 5.10 – Rotura tipo de um provete com ranhura (CR)

Relativamente aos modos de rotura do conector, é possível identificar a rotura dos pinos de betão, mobilizada apenas pelos conectores mais robustos – QUASI-e5,0-L3C. A rotura por corte puro dos pinos virtuais de betão formados pelos furos dos conectores observa-se nos provetes com e sem ranhura, isto é, são independentes do conector ser contínuo ou descontínuo. Esta rotura é caracterizada pela presença de betão no preenchimento dos furos do conector no final do ensaio, como apresentado na Figura 5.11.

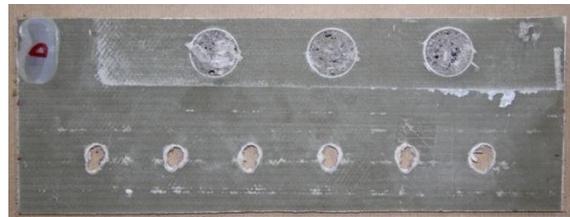


Figura 5.11 – Rotura por corte puro no conector dos pinos de betão (Quasi-e5,0-L3C-CR-01 (direita))

É uma rotura de corte duplo, porque ocorre nas duas faces do conector. No final do ensaio nem sempre é possível visualizar o preenchimento dos furos, pois devido à sua fragilidade, no manuseamento e abertura dos provetes pode destacar-se o material confinado nos furos.

A mobilização do corte nos pinos deve-se à espessura e à influência das mantas usadas nos conectores QUASI. Nos provetes sem ranhura com conectores CSM-e2,5-L3C a rotura dá-se

nas imediações dos furos, verificando-se a formação de uma treliça originada pelo efeito conjunto dos furos, como se apresenta na Figura 5.12.

A rotura segue o alinhamento da zona limite entre betão e conector, e no caso da Figura 5.12a a linha de rotura termina no furo, no entanto na Figura 5.12b verifica-se que a linha de rotura progrediu ao longo de todo o comprimento do conector.

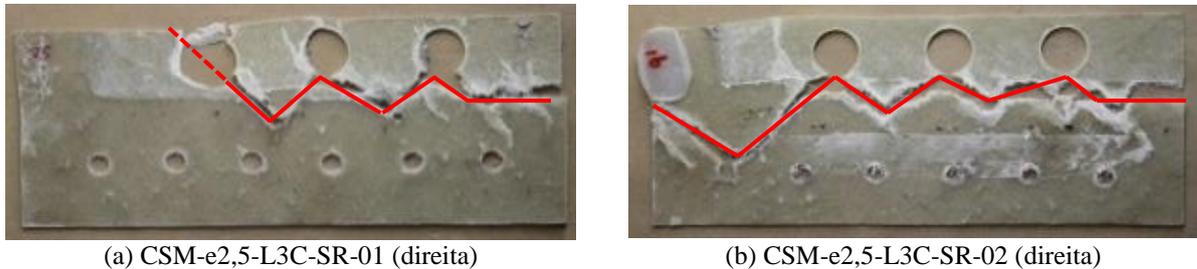


Figura 5.12 – Rotura do conector CSM com furos

A rotura do conector devido à influência dos furos, não é tão evidente nos provetes QUASI-e5,0-L3C, no entanto verifica-se também a formação de fendas oblíquas a partir dos furos, como se verifica na Figura 5.13a. Um dos aspetos a destacar na rotura do conector QUASI-e5,0-L3C é o facto de esta ser devida à compressão que o conector exerce sobre o betão (compressão frontal).

A influência dos furos no conector para a fixação dos perfis metálicos de união dos provetes não é clarificada. Pela análise dos provetes lisos, os furos para fixação dos perfis não tem qualquer interferência na formação de fendas no conector, pelo que se depreende que estes não têm influência no modo de rotura do conector. A influência dos furos de fixação apenas se verificou no provete CSM-e2,5-L3C-SR-02, como se apresenta na Figura 5.13b, do que se depreende que pode ter ocorrido devido à excentricidade de aplicação de carga no provete ou a problemas na montagem do provete.

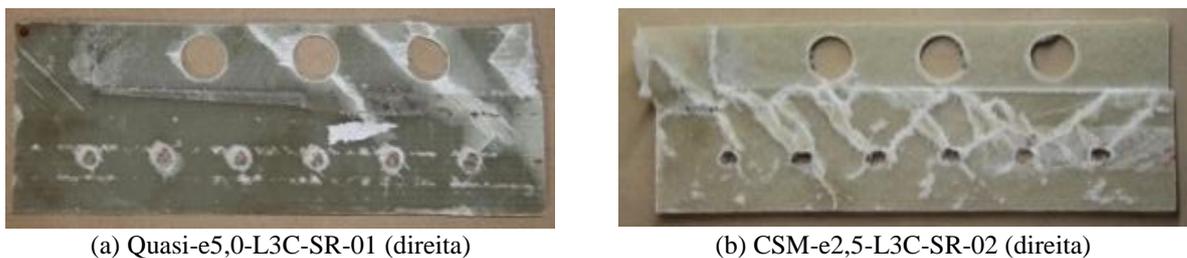


Figura 5.13 – Rotura do conector QUASI com furos e influência dos furos de fixação do perfil

Um outro aspeto a destacar na rotura dos conectores, é no caso dos provetes sem ranhura os conectores sofrem danos na parte inferior devido ao efeito de topo do betão.



Figura 5.14 – Rotura por esmagamento na parte inferior do provete (Quasi-e5,0-Liso-SR-01 (direita))

5.4 Resultados dos ensaios

Além da identificação dos modos de rotura dos provetes é importante analisar comparativamente os níveis de carga máxima atingida pelos diferentes tipos de provete. Os resultados dos valores de carga máxima atingidos pelos provetes são apresentados na Tabela 5.2. Além dos provetes betonados foi também testado um provete CSM-e2,5-L3C-CR, produzido em 2011 para ser utilizado em ensaios preliminares, e foram acrescentados os resultados também de um provete CSM-e2,5-L3C-SR, também produzido e testado em 2011. Os valores apresentados correspondem à carga por conector, sendo que a carga máxima atingida por um provete corresponde ao dobro do valor apresentado.

Tabela 5.2 – Resultados das cargas máximas e médias obtidas nos provetes testados

Provete	Carga máxima por conector (kN)	Carga média por conector (kN)	DP (kN)	Coef. de Variação (%)
CSM-e2,5-L3C-SR-01	70,19			
CSM-e2,5-L3C-SR-02	84,43	77,98	5,10	6,54
CSM-e2,5-L3C-SR-2011	79,32			
CSM-e2,5-L3C-CR-01	45,03			
CSM-e2,5-L3C-CR-2011	36,14	40,59	3,63	8,94
Quasi-e5,0-L3C-SR-01	120,24			
Quasi-e5,0-L3C-SR-02	77,26	98,75	17,55	17,77
Quasi-e5,0-L3C-CR-01	56,42			
Quasi-e5,0-L3C-CR-02	77,22	66,82	8,49	12,70
Quasi-e5,0-Liso-SR-01	80,29			
Quasi-e5,0-Liso-SR-02	109,69	94,99	12,00	12,64

Os provetes sem ranhura revelam um aumento na carga máxima média relativamente aos provetes equivalentes com ranhuras. Para os provetes executados com conectores CSM-e2,5-L3C verifica-se um acréscimo de carga máxima média de 48,0 % nos provetes sem ranhura (SR) relativamente aos provetes com ranhura (CR). Nos provetes QUASI-e5,0-L3C o acréscimo é de 32,3 %, dos provetes SR relativamente aos CR. Verifica-se que o efeito de resistência frontal é relevante, pois a presença de betão na “frente” do conector proporciona sempre um aumento da sua capacidade de carga.

Considerando a diferença de espessura entre os provetes CSM-e2,5-L3C-SR e QUASI-e5,0-L3C-SR, verifica-se também um acréscimo de 21,0 % na carga máxima média, dos provetes QUASI relativamente aos CSM. Considerando as mesmas tipologias mas com ranhura, o acréscimo é de 39,3 %. Verifica-se o efeito do acréscimo de espessura do conector é relevante conduzindo sempre a um aumento da capacidade de carga do conector.

No que se refere aos provetes QUASI-e5,0-L3C-SR e QUASI-e5,0-Liso-SR, verifica-se apenas um acréscimo de 3,8 % do provete com furos relativamente ao provete sem furos.

Neste caso, e ao contrário do que seria de esperar (Valente, 2007 e Veríssimo, 2007), não se consegue concluir se a contribuição dos pinos de betão é realmente relevante para a capacidade de carga do conector. Os resultados experimentais obtidos apresentam alguma variabilidade, acabando por ser pouco conclusivos.

Além dos valores máximos de carga atingidos por cada provete, apresenta-se também a evolução gráfica da força *versus* escorregamento. As representações gráficas estão separadas por tipologias e apresentam anotações relativas ao ponto de aparecimento das fendas no betão.

A ductilidade é a capacidade de um material se deformar até à sua rotura. A análise do parâmetro ductilidade é visível pela análise da representação gráfica da evolução da força *versus* escorregamento dos conectores, no entanto verifica-se a necessidade de valores que traduzam esse parâmetro. A ductilidade de conectores *perfobond* é traduzida pelo escorregamento correspondente a 90 % da carga máxima atingida (Valente, 2007). Uma vez que não há regulamentação para conectores em GFRP, adota-se a mesma análise. O valor do escorregamento correspondente a 90 % da carga máxima por conector é o valor no pós-pico de carga, como se apresenta na Figura 5.15, deste modo caso a rotura seja dúctil obtém-se um escorregamento mais elevado.

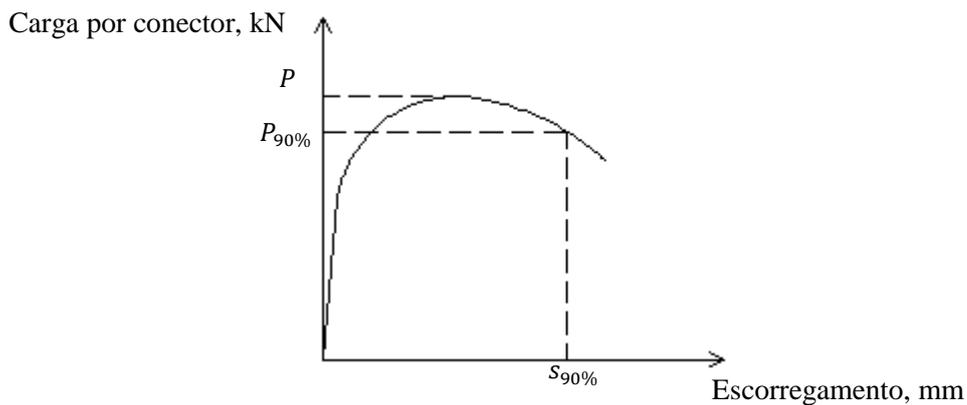


Figura 5.15 – Esquema da determinação da capacidade de escorregamento

A Tabela 5.3 apresenta a compilação dos valores das cargas e escorregamentos que permitem analisar a ductilidade.

Tabela 5.3 – Cargas e deslocamentos para análise da ductilidade obtidos nos provetes testados

Provete	Carga máxima por conector (kN)	$P_{90\%}$ (kN)	$S_{90\%}$ (mm)	$S_{90\%}$ médio (mm)
CSM-e2,5-L3C-SR-01	70,19	63,17	1,90	
CSM-e2,5-L3C-SR-02	84,43	75,99	1,09	1,58
CSM-e2,5-L3C-SR-2011	79,32	71,39	1,74	
CSM-e2,5-L3C-CR-01	45,03	40,53	1,54	
CSM-e2,5-L3C-CR-2011	36,14	32,53	2,09	1,82
Quasi-e5,0-L3C-SR-01	120,24	108,22	2,18	
Quasi-e5,0-L3C-SR-02	77,26	69,53	2,16	2,17
Quasi-e5,0-L3C-CR-01	56,42	50,78	1,10	
Quasi-e5,0-L3C-CR-02	77,22	69,50	1,58	1,34
Quasi-e5,0-Liso-SR-01	80,29	72,26	1,16	
Quasi-e5,0-Liso-SR-02	109,69	98,72	0,86	1,01

Os valores do escorregamento médio para 90 % da carga máxima por conector traduzem mais ductilidade nos provetes com furos do que nos provetes lisos. O provetes Quasi-e5,0-L3C-SR apresentam o escorregamento mais elevado e os provetes lisos equivalentes o menor.

Nos gráficos da evolução da força por conector *versus* escorregamento, apresentados de seguida, é traçada a linha correspondente a 90 % da carga, para as diferentes tipologias de provete.

Na Figura 5.16 apresentam-se os resultados dos provetes CSM-e2,5-L3C-SR. Os provetes deste tipo ensaiados apresentam comportamentos semelhantes, sendo caracterizados por uma rigidez inicial elevada. Quando se atinge a carga máxima, esta mantém-se por pouco tempo e tende a diminuir rapidamente. Os provetes de GFRP são levados ao seu limite, uma vez que o GFRP fica totalmente danificado mesmo sem o betão sofrer danos elevados, como se verifica nas imagens apresentadas na Tabela 5.1. A rotura dá-se quase totalmente pelo GFRP e não pelo betão. Apesar de os provetes sofrerem perda de carga progressiva após atingir a carga máxima, verifica-se que para um escorregamento de 10 mm, todos eles ainda mantêm uma carga residual acima dos 10 kN, que se pode considerar elevada.

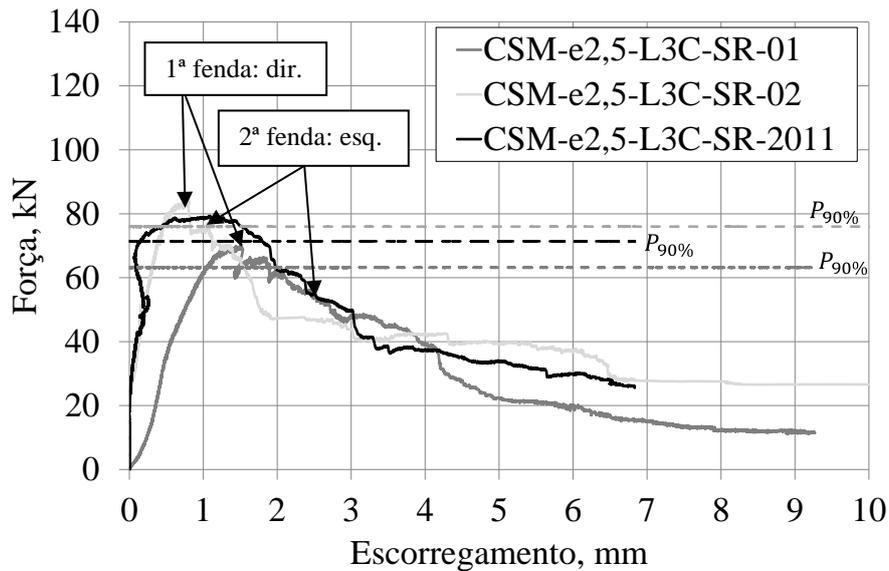


Figura 5.16– Gráfico força-escorregamento dos provetes CSM-e2,5-L3C-SR

A Figura 5.17 apresenta os resultados dos 2 provetes QUASI-e5,0-L3C-SR testados. Estes provetes apresentam elevadas discrepâncias nos valores de carga máxima atingida. No entanto, a evolução da curva de força vs. escorregamento é semelhante. A rigidez inicial é elevada e muito semelhante nos dois provetes. Os elementos de GFRP sofrem danos menores do que o elemento de betão, o que sugere que a rotura do provete se dá pelo betão e não pela conexão, como se verifica nas imagens apresentadas na Tabela 5.1. Após um escorregamento de 10 mm, ambos os provetes ainda mantêm uma carga residual acima dos 20 kN, que é ainda mais elevada que a carga residual medida nos provetes CSM-e2,5-L3C-SR para o mesmo nível de deformação. A diferença de força máxima atingida pelos provetes pode ser justificada pelos condicionalismos que resultam da configuração de ensaio, isto é, a montagem do provete e a aplicação da força podem levar à acumulação de erros prejudiciais à correta evolução do ensaio. Esses erros podem resultar de algum desalinhamento nos perfis metálicos utilizados na união dos conectores e na rótula de aplicação de carga.

Verificou-se também uma redução da quantidade de fibras nos pinos de betão formados nos orifícios dos conectores. Em valores médios, o provete 01 apresenta 12,33 fibras por pino de betão enquanto o provete 02 apresenta 10 fibras. Apesar de o número médio de fibras nos pinos do provete 01 ser superior ao número médio de fibras nos pinos do provete 02, considera-se que a diferença não é de todo capaz de justificar a diferença de capacidade de carga medida entre os dois provetes.

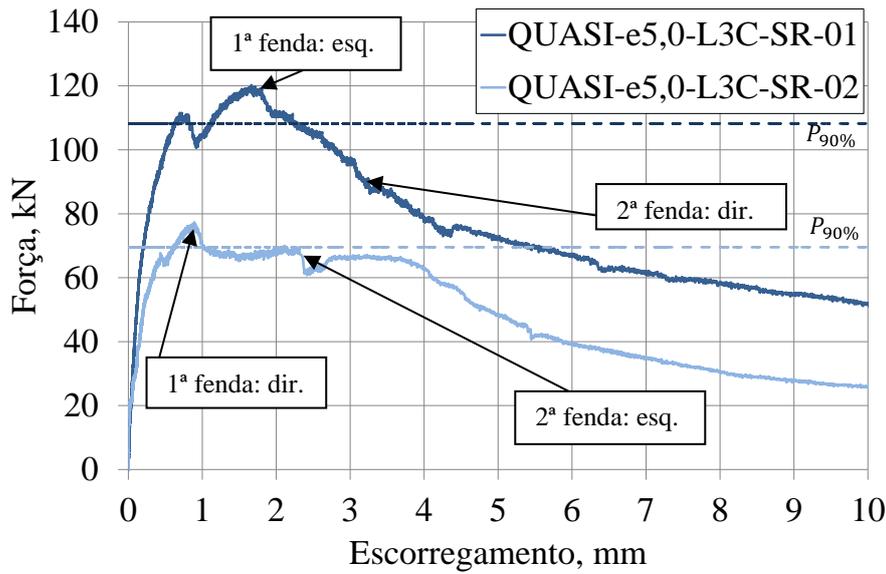


Figura 5.17 – Gráfico força-escorregamento dos provetes QUASI-e5,0-L3C-SR

Para avaliar o efeito dos pinos de betão formados nos conectores com furos, foram ensaiados provetes de teste com conectores sem aberturas, denominados lisos. Os correspondentes resultados da evolução da curva força-escorregamento apresentam-se na Figura 5.18. Até à abertura da 1ª fenda no elemento de betão, o comportamento e rigidez são muito semelhantes aos verificados nos provetes com furos. Após a abertura das fendas no betão, a perda de carga é mais brusca do que a que se verificou nos provetes com furos porque apenas depende do atrito entre as interfaces do betão e do conector e da resistência frontal do conector, enquanto nos provetes com furos se ativa o efeito de pino. O comportamento dos conectores lisos é menos dúctil do que o comportamento dos conectores com furos. A força cai gradualmente e após um escorregamento de 10 mm mantém-se próxima dos 30 kN.

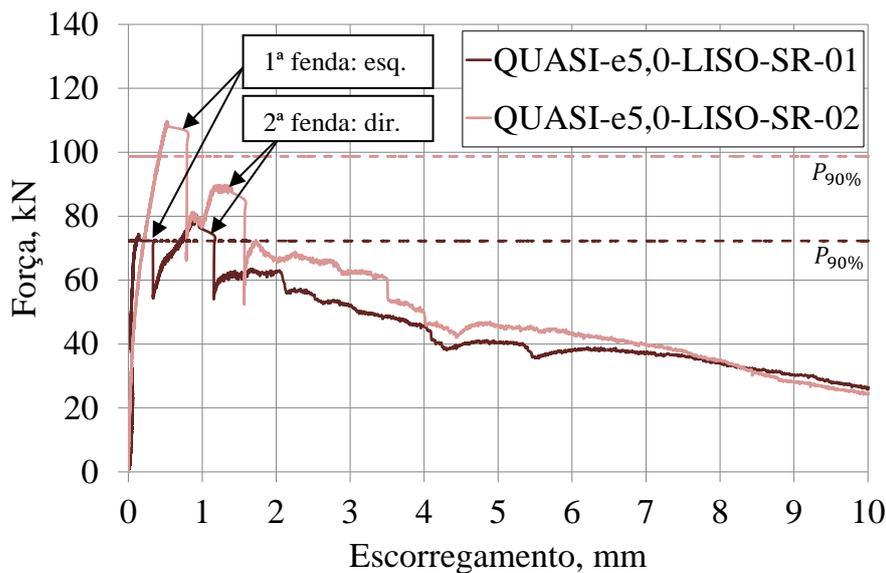


Figura 5.18 – Gráfico força-escorregamento dos provetes QUASI-e5,0-Liso-SR

Os resultados apresentados anteriormente correspondem a ensaios de provetes sem ranhura, isto é, simulam os efeitos de um conector descontínuo. Por oposição, surgem os conectores contínuos, cuja extremidade do conector coincide com o limite do elemento betão. Por facilidade de execução, todos os provetes foram executados como descontínuos e posteriormente foram executadas ranhuras no elemento de betão que vão desde a sua base até ao conector e provocam o seu desconfinamento. Assim, é possível comparar o comportamento do mesmo tipo de conector em aplicações distintas, como contínuo e descontínuo. Na Figura 5.19 apresentam-se os resultados dos provetes CSM-e2,5-L3C-CR. Comparativamente com os mesmos provetes sem ranhura, estes apresentam uma carga de pico inferior.

Apesar da carga máxima ser inferior, quando comparada com a carga máxima das restantes tipologias, observa-se aqui um patamar de carga que demonstra uma ductilidade da conexão superior à dos provetes sem ranhura. Este aspeto mostra que quando a capacidade resistente da conexão depende mais dos pinos de betão que se mobilizam nas aberturas do conector, o respetivo comportamento tende a ser mais dúctil.

A força cai gradualmente e após um escorregamento de 10 mm mantém-se próxima dos 5 kN. Verifica-se, neste caso, que a força residual apresenta um valor consideravelmente inferior aos valores medidos nas tipologias de conector sem ranhura, o que mostra que uma parte considerável da resistência residual é mobilizada na zona frontal do conector.

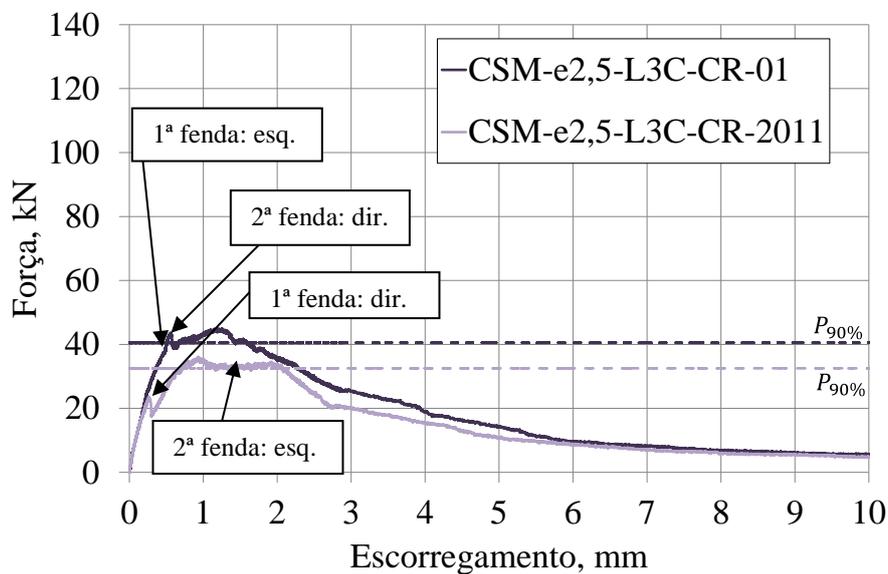


Figura 5.19 – Gráfico força-escorregamento dos provetes CSM-e2,5-L3C-CR

Nos provetes QUASI-e5,0-L3C-CR verifica-se que as forças aplicadas aos provetes são inferiores às forças aplicadas nos provetes sem ranhura, verificando-se a importância do efeito frontal na capacidade de carga do conector. Estes resultados são apresentados na Figura 5.20. Após a abertura das fendas no betão, a capacidade resistente deve-se aos pinos de betão formados, e ao atrito entre a superfície do conector e o betão. Nos provetes sem ranhura existe

ainda um acréscimo de capacidade resistente devido ao efeito frontal criado na parte inferior do conector, daí as cargas de pico serem superiores.

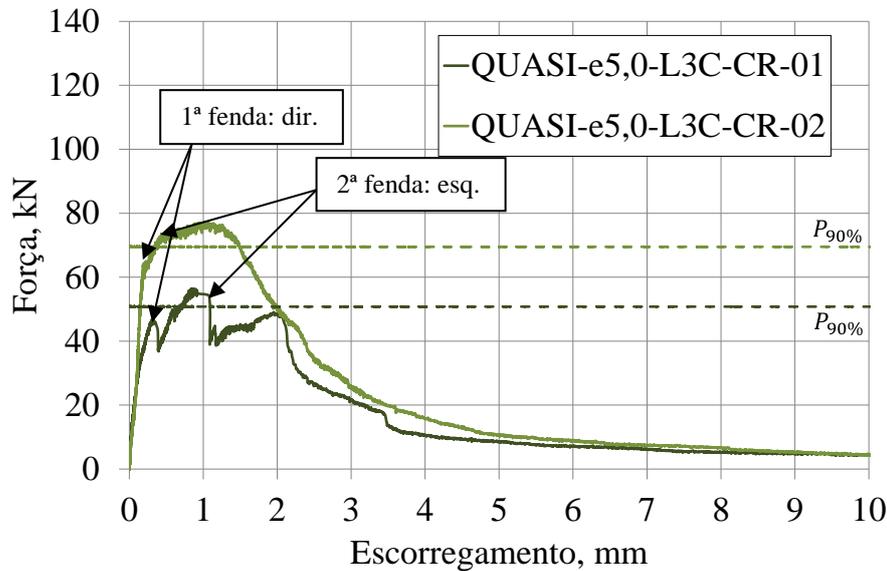


Figura 5.20 – Gráfico força-escorregamento dos provetes QUASI-e5,0-L3C-CR

Os carregamentos são de tipo monotónico e a distribuição de elementos de conexão procura materializar as situações de conexão real. Os ensaios de corte realizados permitem extrair algumas conclusões no que respeita ao funcionamento global do conector, em situações de um conector contínuo ou descontínuo. O efeito de topo resultante dos provetes sem ranhura, conector descontínuo, é benéfico no sentido em permite obter forças de pico superiores às obtidas para os provetes equivalentes com ranhura. Constata-se também que todos os provetes apresentam uma rigidez inicial semelhante e elevada. Todos os provetes com aberturas no conector apresentam um comportamento com tendência mais dúctil. As perdas de cargas abruptas não assinaladas podem corresponder à rotura do betão, à rotura de fibras no pano de betão ou à rotura dos pinos de betão formados no interior dos elementos de betão devido aos orifícios dos conectores. A variação da resposta força-escorregamento está diretamente relacionada com a variabilidade na tipologia do conector.

Análise experimental – Ensaios de tipo *Pull-out*

6.1 Introdução

No presente capítulo, é descrita a campanha experimental de ensaios de arranque de tipo *pull-out* realizada e são apresentados os resultados obtidos. O programa experimental é executado com recurso a provetes prismáticos retangulares de betão com conectores de GFRP embebidos. Utiliza-se betão autocompactável (BAC) e betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA).

No ensaio de tipo *pull-out*, a força de tração é diretamente aplicada ao conector de GFRP. Na campanha experimental apresentada neste capítulo, é estudado um conector tipo, caracterizado por uma superfície plana embebida na camada de betão, na qual se realizam aberturas que são preenchidas com betão durante o processo de betonagem. Nos vários ensaios realizados, procura-se comparar os aspetos mais condicionantes para o comportamento deste conector. Nesse sentido, fazem-se variar alguns parâmetros relevantes como o material utilizado no fabrico dos conectores, a existência de furos no conector e o tipo de betão. As várias combinações são comparadas entre si a partir dos resultados obtidos na realização de ensaios de arranque (de tipo *pull-out*).

Este tipo de ensaio permite avaliar e compreender o comportamento da ligação entre elementos de conexão de GFRP e elementos de betão autocompactável simples ou betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA). O ensaio de *pull-out* permite quantificar a capacidade resistente do conector quando solicitado à tração. Este é um ensaio que permite fazer uma comparação dos desempenhos de diferentes soluções.

6.2 Configuração de ensaio

O ensaio de tipo *pull-out* é um ensaio de arranque, onde o elemento de betão é fixo à base do pórtico de ensaio e a força de tração é diretamente aplicada no conector. Os ensaios são

realizados com controlo de deformação, procedendo-se à leitura dos valores de carga aplicada e escorregamento entre o conector e a laje de betão.

6.2.1 Equipamento

Os equipamentos utilizados nos ensaios de tipo *pull-out* são constituídos pelos seguintes componentes: grupo hidráulico, prensa, amarras e computador. Os ensaios são realizados na prensa MicroTeste (SCM4000) existente no Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da Universidade do Minho, LEST-UM. Além dos elementos referidos são ainda necessários equipamentos acessórios como varões roscados, parafusos ou barras de aço.

Na Figura 6.1 apresenta-se a configuração de um ensaio de tipo *pull-out*, onde se pode observar o posicionamento geral do provete.

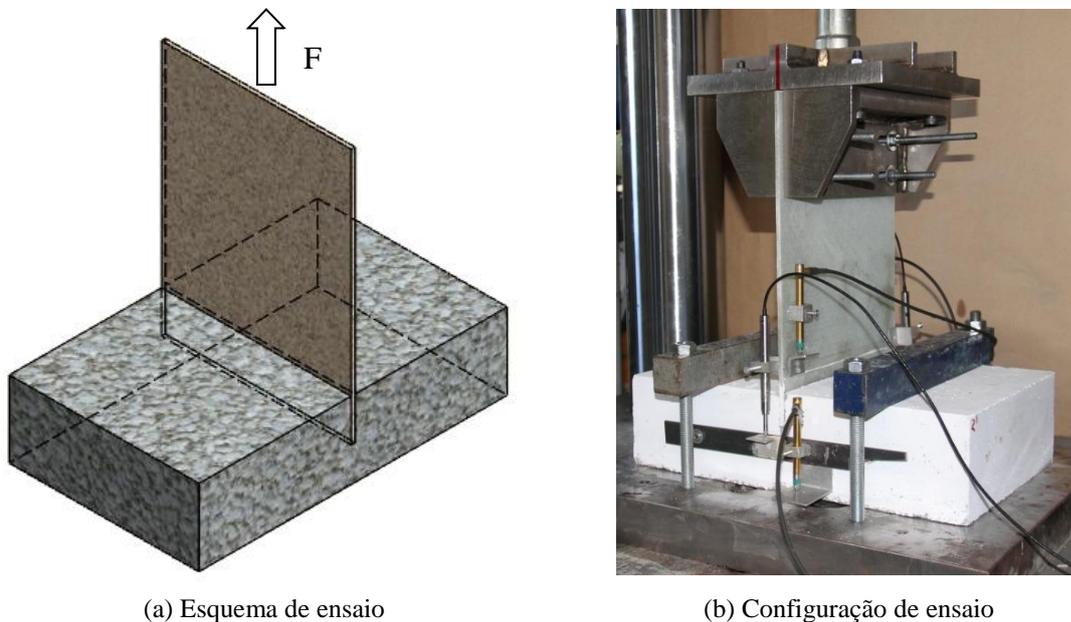


Figura 6.1 – Configuração de ensaio

A força de tração aplicada pelo atuador é controlada com uma célula de carga. Na campanha experimental, é utilizada uma célula de carga de 200 kN, garantindo uma precisão adequada nos resultados obtidos. A célula de carga a utilizar num ensaio depende do nível de carga máxima expectável, que deve ser inferior a 80 % do limite de carga na célula. A carga expectável é prevista com base em resultados obtidos em ensaios anteriores.

O carregamento é aplicado com controlo de deslocamento a uma taxa inicial de 0,60 mm/min. Depois de ser atingida a carga máxima, a velocidade é aumentada para 1,20 mm/min, de modo a que o ensaio se possa desenvolver mais rapidamente, sem qualquer prejuízo da informação recolhida relativamente ao comportamento do provete.

6.2.2 Geometria dos provetes

A análise experimental apenas se pode iniciar após a conclusão do processo de cura dos provetes de betão, o que acontece quando estes atingem os 28 dias de idade. Nesta altura, as propriedades mecânicas do betão já não sofrem alteração significativa com o tempo, podendo considerar-se constantes.

Os provetes de tipo *pull-out* são realizados em BACRFA e BAC e com conectores em GFRP. As características geométricas aparentes dos provetes são iguais. A área do conector em contacto com o betão varia consoante a existência ou ausência de aberturas, uma vez que a profundidade de conector inserido na laje de betão é sempre a mesma.

Os painéis prismáticos de betão que constituem todos os provetes a ensaiar possuem uma geometria de $400 \times 246 \times 100 \text{ mm}^3$. Os conectores de GFRP a utilizar possuem a geometria de $335 \times 246 \times 2,5$ ou $335 \times 246 \times 5 \text{ mm}^3$ (2,5 mm e 5 mm de espessura, respetivamente). Os esquemas dos provetes e as respetivas dimensões são apresentados na Figura 6.2.

Todos os conectores estão embebidos nos provetes de BACRFA uma profundidade de 55 mm, o que garante um recobrimento inferior do conector com um valor nominal de 45 mm, que é dado pela distância entre a extremidade inferior do conector e a base da laje de betão.

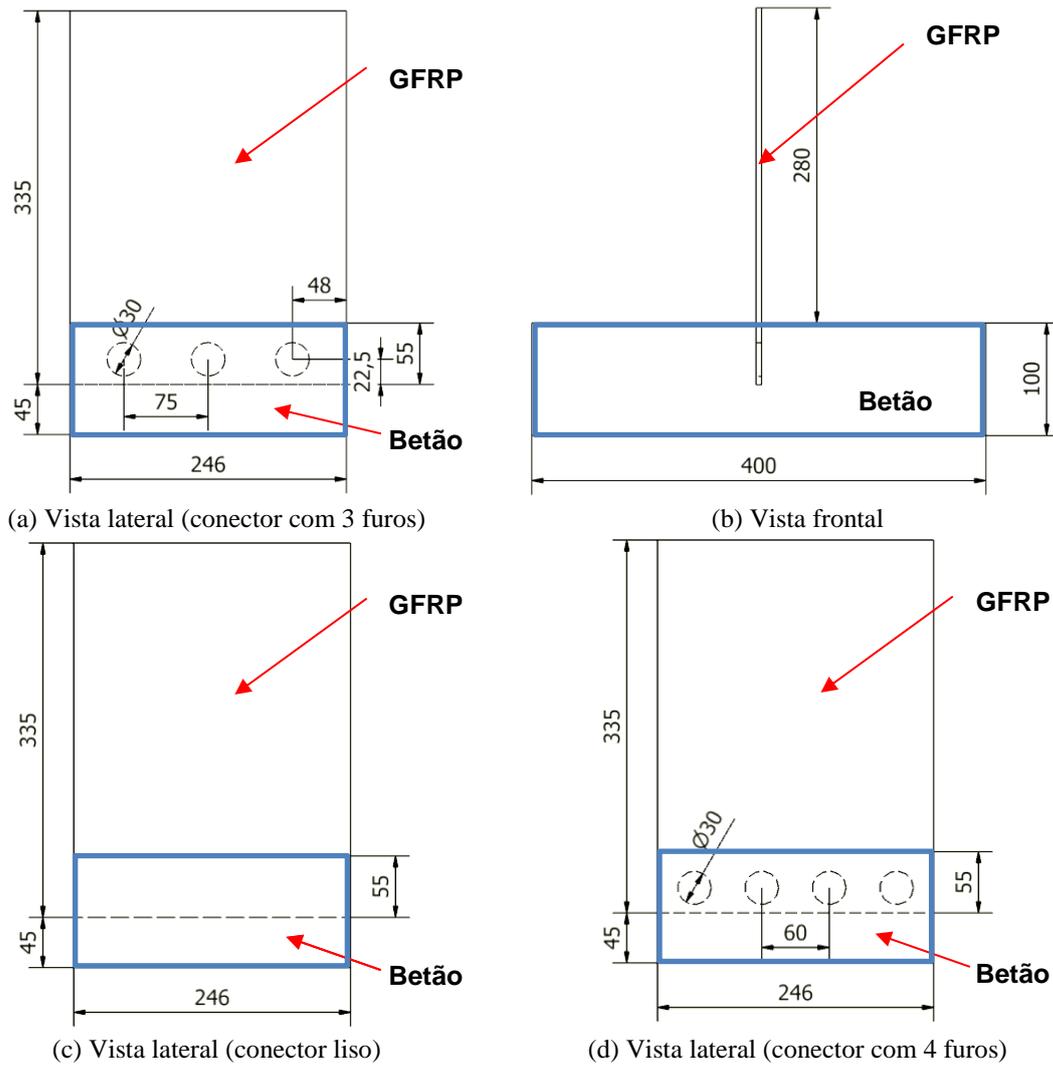


Figura 6.2 – Esquemas dos provetes de tipo *pull-out*

Os provetes sujeitos a ensaios de tipo *pull-out* diferem no tipo de betão (BAC e BACRFA), no tipo de conector e na furação. As quantidades e as designações dos provetes executados de cada tipologia são esquematizadas na Figura 6.3.

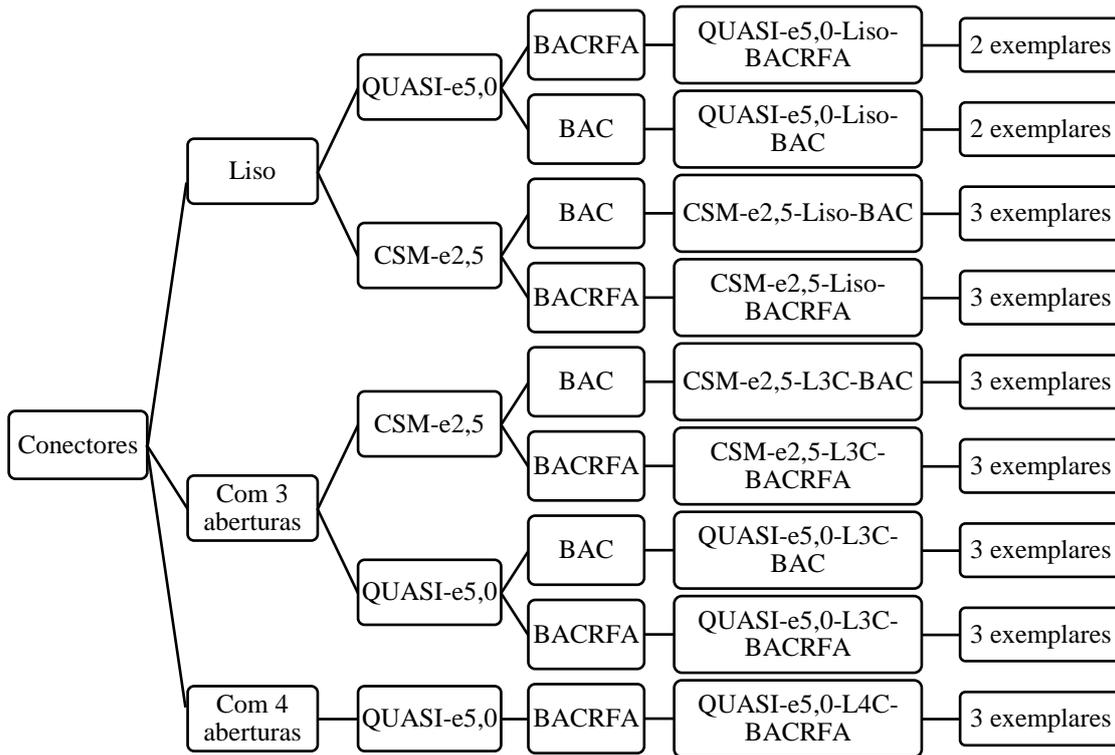


Figura 6.3 – Quantidades e designações dos provetes de tipo *pull-out*

6.2.3 Preparação do ensaio

A preparação do ensaio de tipo *pull-out* pressupõe a preparação dos provetes a serem ensaiados e a organização de toda a instrumentação e equipamentos necessários à sua realização.

Aquando da realização do ensaio, todos os provetes devem estar devidamente limpos de poeiras e excedentes de betão resultantes da descofragem. Para facilitar a visualização da evolução da fendilhação no decorrer do ensaio, os provetes prismáticos de betão são pintados de branco, permitindo assim a visualização das fendas, como se apresenta na Figura 6.4.

Na face frontal e na retaguarda dos provetes são executados furos para instalação da régua que suporta os elementos de monitorização e de alguns elementos que servirão de apoio aos transdutores (Figura 6.4b). Os furos são executados a meia altura do provete de betão, e distam 100 mm de cada extremidade. O provete de GFRP é furado na zona superior para permitir a fixação das amarras da prensa (Figura 6.4c).

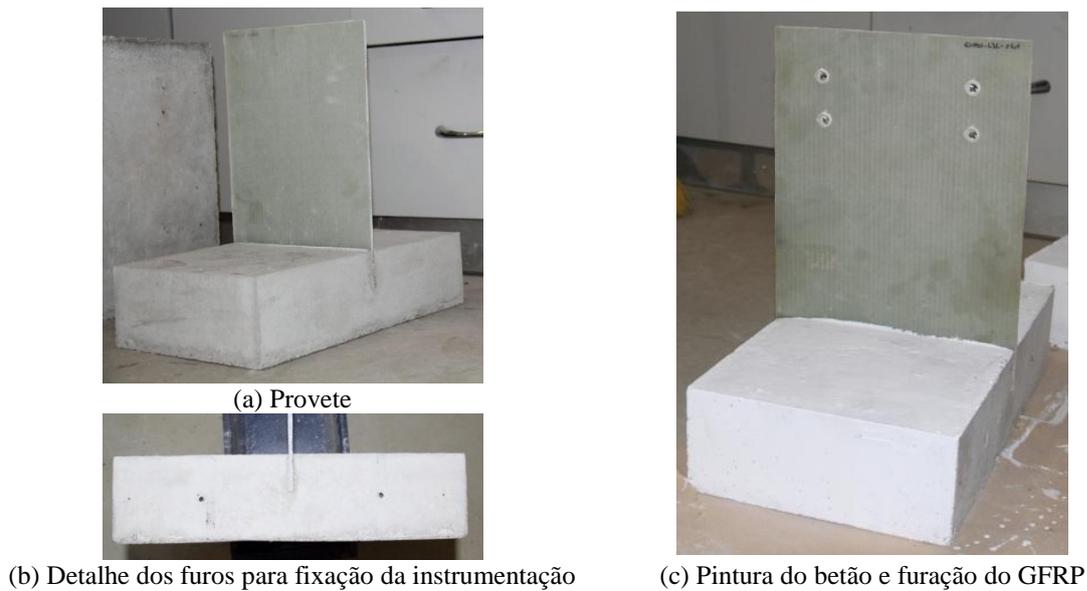


Figura 6.4 – Preparação dos provetes

Este ensaio requer uma prensa convencional. Na base da prensa é fixada uma chapa metálica perfurada que permite a colocação de varões roscados. O provete é colocado sobre essa base metálica, em posição centrada com o atuador.

São colocados varões roscados na chapa metálica de base, nos quais encaixam as barras de apoio que permitem fixar o provete impedindo o seu levantamento. Estas barras têm 40 mm de aresta e ficam posicionadas sobre o elemento de betão, a 100 mm de cada extremidade (ver Figura 6.5). Uma amarra de chapas dentadas é acoplada ao atuador e posteriormente aparafusada ao provete. Durante a realização do ensaio, a carga é transmitida do atuador para a amarra metálica e desta para o conector em GFRP.

Define-se o esquema de instrumentação do provete e é necessário dispor suportes para a colocação dos vários transdutores. Todos os aspetos descritos anteriormente são apresentados na Figura 6.5.

O ensaio de tipo *pull-out* permite estabelecer uma relação direta entre a força aplicada ao conector e o escorregamento medido entre o conector e a camada de betão.

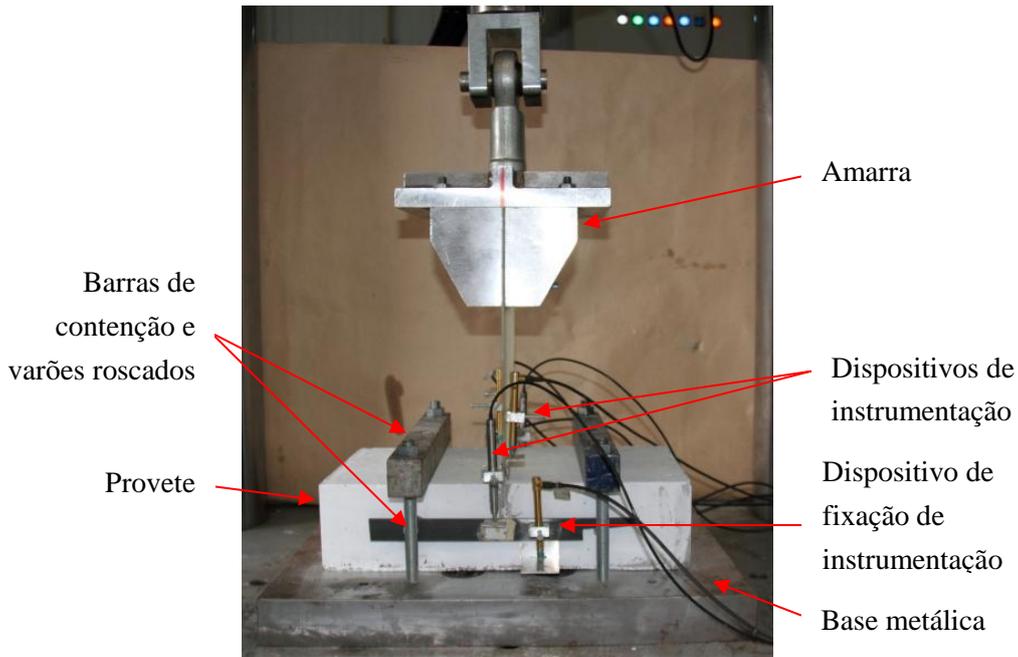


Figura 6.5 – Montagem do ensaio de tipo *pull-out*

6.2.4 Instrumentação

Cada provete é instrumentado com sete dispositivos LVDT (*linear variable differential transformer*). Esta instrumentação permite efetuar medições diretas do escorregamento entre o conector e o elemento de betão. Os vários LVDT's são posicionados no elemento de betão e no conector, tal como se apresenta na Figura 6.7, permitindo registar deformações importantes para compreender o funcionamento global do provete.

Neste ensaio são utilizados 7 transdutores de deslocamento, sendo 5 destes com campo de leitura de ± 2 mm (B, C, E, F e G) e os restantes de ± 10 mm (A e D). Os transdutores de deslocamento com maior campo de leitura registam o escorregamento entre o FRP e a barra fixa no betão (A e D). O deslocamento do provete de betão devido à flexão é registado pelos LVDT's B e E. Os restantes LVDT's (C, F e G) são utilizados para medir a deformação do FRP. A Figura 6.6 detalha a localização da instrumentação referida anteriormente.

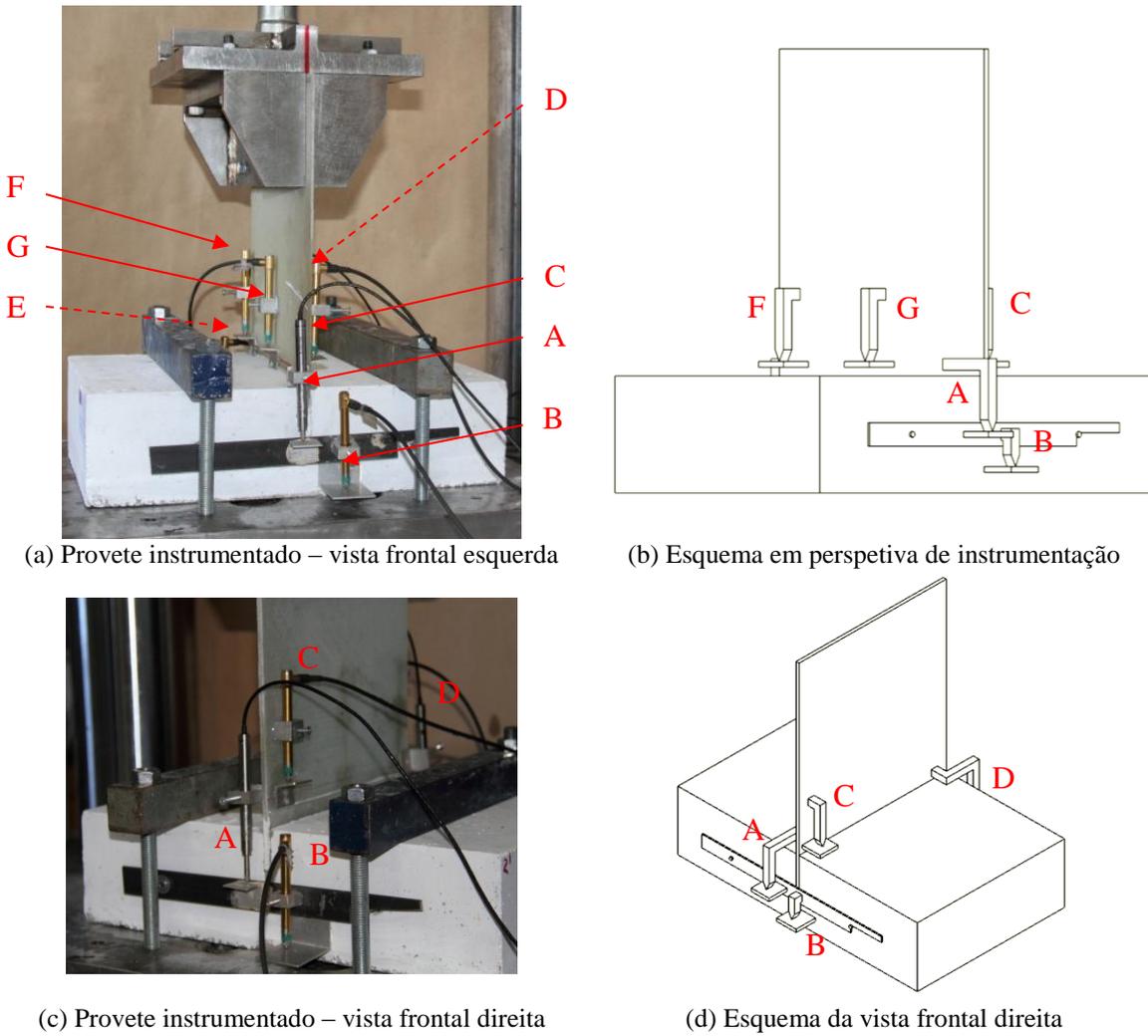


Figura 6.6 – Instrumentação utilizada

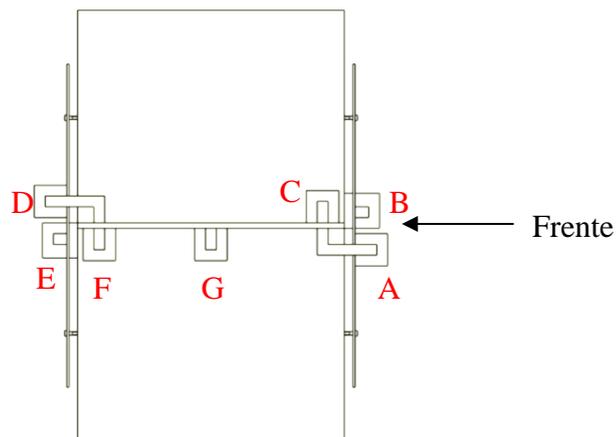


Figura 6.7 – Esquema de instrumentação utilizada – vista superior

Na zona central do provete de GFRP, é aplicado um LVDT (G), apenas de um dos lados (à esquerda). Os transdutores extremos do GFRP são mantidos a uma distância de 20 mm de ambas as extremidades do provete, de modo registar deformações que não sejam afetadas pela possível deformabilidade local da zona de bordo.

Para fixação dos transdutores de deslocamentos são utilizados acessórios em alumínio colados a 60 mm do batente inferior do LVDT. Os batentes utilizados são cantoneiras em alumínio, fixadas a 10 mm do elemento de betão, como se ilustra na Figura 6.8. Os elementos acessórios em alumínio são colados ao GFRP e ao betão com recurso a cola quente.

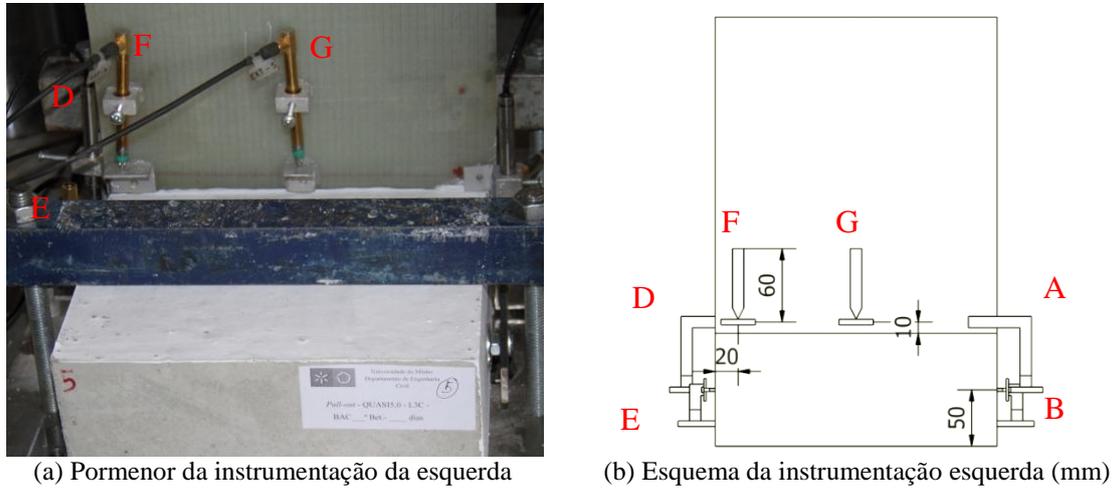


Figura 6.8 – Detalhe da instrumentação utilizada

As leituras de deformações do conector de GFRP são traduzidas em extensões ($\mu\epsilon$), considerando-se um comprimento de referência igual a 60 mm.

A deformação por flexão do elemento de betão é obtida através dos LVDT's B e E. É colado um batente na zona inferior da face lateral do provete, com pequena excentricidade relativamente ao centro do provete de betão. A peça de fixação do LVDT é colada na régua, em posição correspondente ao batente. A instrumentação descrita é ilustrada na Figura 6.9. Este procedimento é efetuado nos dois lados do provete, de modo a obter informação de ambos os lados do mesmo. A fixação da régua ao provete de betão é feita com recurso a parafusos localizados no mesmo alinhamento dos apoios (varões roscados).

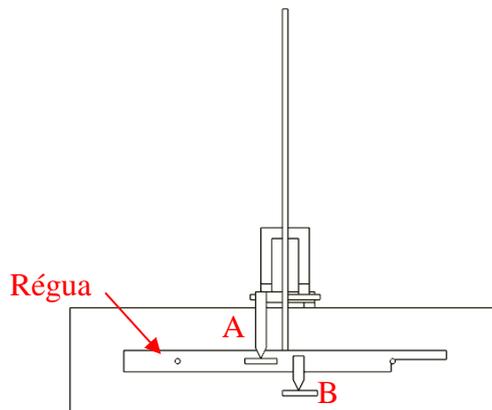


Figura 6.9 – Detalhe da instrumentação lateral

Para medir o escorregamento entre o conector GFRP e a laje de betão, recorre-se aos transdutores A e D, B e E. O escorregamento entre o conector de GFRP e o elemento de betão

resulta de subtrair a deformação medida por A e D, à deformação medida por B e E, respetivamente, obtendo-se as correspondentes medidas dos dois lados do provete (frente e verso).

6.3 Modos de rotura

Os provetes sujeitos a ensaios de tipo *pull-out* correspondem a elementos mistos com uma componente em betão e uma componente em GFRP. Assim sendo, prevê-se obter diferentes modos de rotura consoante esta se dê no betão ou no conector, em função do comportamento individual de cada componente e do comportamento do conjunto GFRP-betão.

De acordo com Hauke (2005), os principais modos de rotura para conectores planos perfurados, em aço, são: a rotura por corte dos pinos de betão (Figura 6.10a), a rotura por pressão local do conector no betão (Figura 6.10b), a rotura por *pry-out* do betão (destacamento de uma cunha de betão) (Figura 6.10c) e a rotura por cedência do conector (Figura 6.10d). Todos estes modos de rotura são encontrados nos ensaios de tipo *pull-out* realizados.

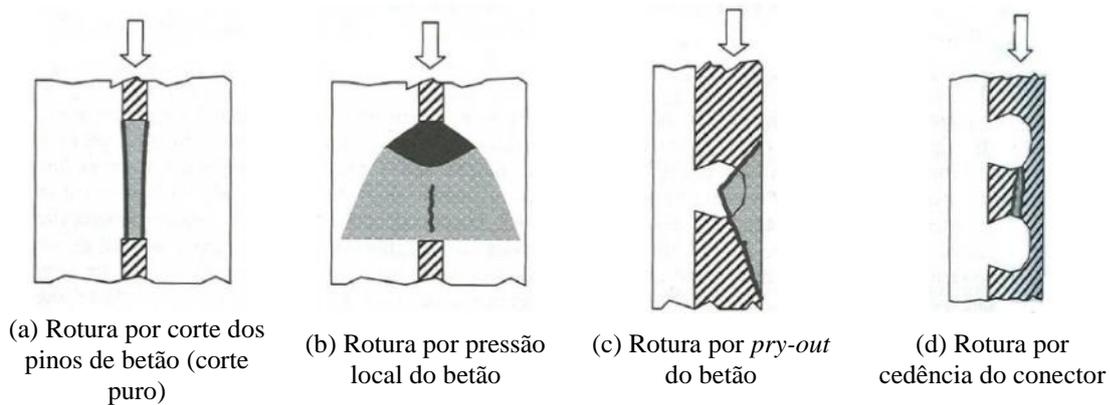


Figura 6.10 – Modos de rotura de conectores planos perfurados, em aço (Hauke, 2005)

A rotura tipo *pry-out* está diretamente relacionada com a profundidade a que o conector está inserido na camada de betão (embebimento do conector). A camada de recobrimento do conector acima dos furos é reduzida o que proporciona ao levantamento da cunha de betão característica da rotura tipo *pry-out*.

A variabilidade de parâmetros definida nos provetes procura promover situações de rotura distintas.

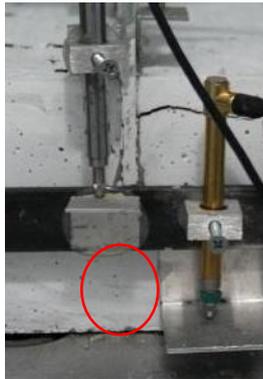
A análise dos modos de rotura obtidos baseia-se inicialmente na observação dos provetes após cada ensaio. Para melhor compreender o que acontece a cada componente da ligação (betão e conector), é necessário partir o provete de betão segundo o alinhamento do conector. Deste modo, pode visualizar-se o estado do conector e o aspeto interior do elemento de betão. O

estado das diferentes partes dos provetes após o respetivo ensaio é documentado na Tabela 6.1.

A observação das imagens apresentadas na Tabela 6.1 mostra que, em todos os provetes de betão, abriu uma fenda que evoluiu da parte inferior do conector até à base do betão.

As fendas que surgem no elemento de betão, nos provetes realizados com BAC, são mais definidas e apresentam maior abertura do que as fendas formadas nos provetes realizados com BACRFA. A abertura das fendas nos provetes BAC tende a ser progressiva, até ao final do ensaio. Este aspeto mostra que o provete não consegue mobilizar capacidade resistente ao longo da fenda, o que pode ser justificado pela ausência das fibras de aço no betão (ver Figura 6.11b).

Nos provetes de BACRFA, depois de abrir a primeira fenda no betão, esta permanece com abertura aproximadamente constante e reduzida, ao longo do ensaio. Segue-se a formação de pequenas fendas secundárias à primeira, quase impercetíveis. Verifica-se que o BACRFA possui fibras de aço, cuja contribuição é mobilizada, após a abertura de cada fenda, originando a formação de novas fendas de menor dimensão e abertura (ver Figura 6.11a).



(a) Provete QUASI-e5,0-L3C-BACRFA-01



(b) Provete CSM-e2,5-L3C-BAC-01

Figura 6.11 – Distinção do aspeto das fendas no betão BACRFA e ABC

Tabela 6.1 – Modos de rotura observados no betão e nos conectores

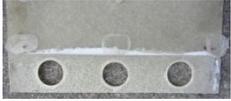
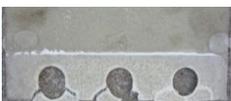
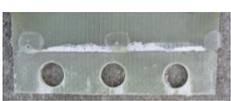
Provete	Conector		Betão		
	Frente	Verso	Frente	Verso	
CSM-e2,5-L3C-BAC	01				
	02				
CSM-e2,5-L3C-BACRFA	01			-	-
	02	-	-		-
	03	-	-		
QUASI-e5,0-L3C-BAC	01				
	02				-
	03				
QUASI-e5,0-L3C-BACRFA	01		-		-
	02				
	03				

Tabela 6.1 – Modos de rotura observados no betão e nos conectores (continuação)

CSM-e2,5-Liso-BAC	01				
	02				
	03				
CSM-e2,5-Liso-BACRFA	01				
	02				
	03				
QUASI-e5,0-Liso-BAC	01				
	02				
QUASI-e5,0-Liso-BACRFA	01				
	02				
QUASI-e5,0-L4C-BACRFA	01				
	02	-	-		
	03		-		

Os provetes QUASI com furos (L3C e L4C) mobilizam a capacidade resistente de uma camada de betão acima dos pinos de betão, levando ao destacamento de uma cunha de betão agregada ao conector. A cunha de betão formada sugere uma rotura do betão do tipo *pry-out*, como se apresenta na Figura 6.12. A camada superior de betão mobilizada no destacamento fica distante dos apoios, verificando-se que a posição destes não interfere no modo de rotura.

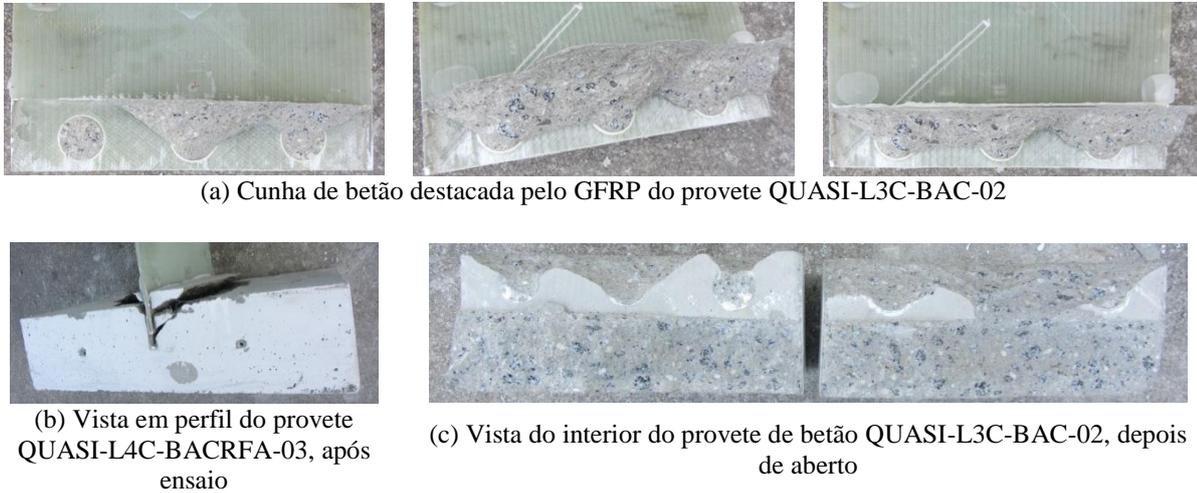


Figura 6.12 – Detalhes da cunha de betão formada no GFRP

No caso dos provetes CSM com furos, a rotura ocorre no conector. Forma-se uma fenda no elemento de betão, abaixo do conector, em ambos os lados do provete (Figura 6.13a e Figura 6.13b), e ocorre uma rotura visível do conector na zona inferior dos furos. Verifica-se um rasgamento do conector na zona inferior dos furos, quer para os provetes executados com BAC quer com BACRFA. Este rasgamento atravessa a zona inferior de cada furo, segundo duas linhas orientadas a aproximadamente 45° e uma linha orientada a 90° (Figura 6.13c e Figura 6.12d). Verifica-se que estes conectores não têm capacidade de promover uma rotura por corte nos pinos de betão, pois ocorre rasgamento do conector antes de ser possível mobilizar a força de corte máxima nos pinos de betão.

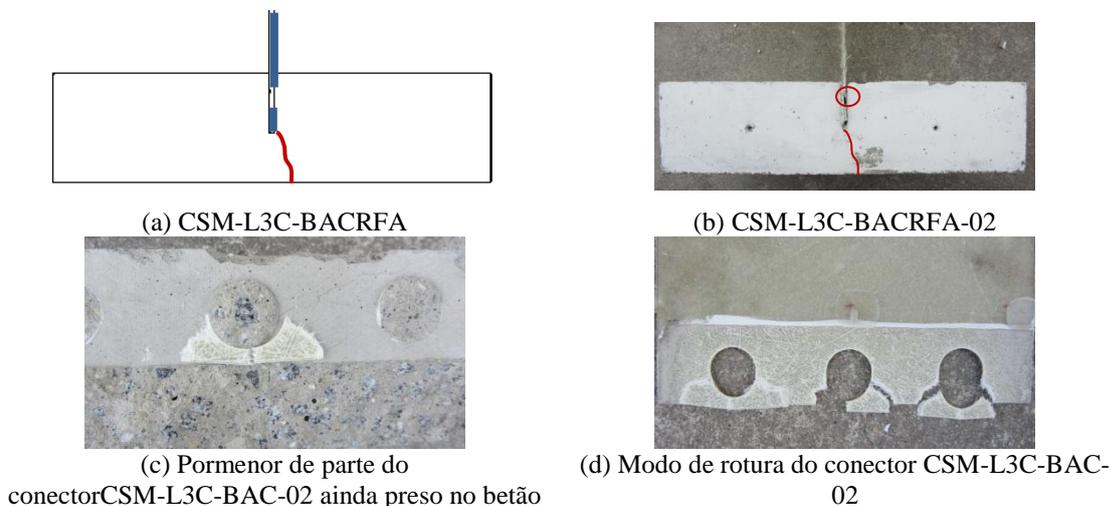


Figura 6.13 – Modo de rotura dos conectores CSM com furos

Os provetes QUASI com furos ($e = 5$ mm) não apresentam dano no final do ensaio. Grande parte dos orifícios do conector ainda fica preenchida com betão no final do ensaio (Figura 6.14). Este aspeto permite comprovar a eficácia do aumento da espessura do conector, pois este permite uma melhor mobilização dos pinos de betão formados no interior dos furos, fazendo com que seja possível mobilizar a totalidade da resistência ao corte dos pinos de betão. Neste caso, não se verifica a rotura por rasgamento na zona inferior aos furos que se observou nos provetes com conector CSM.



(a) Aspeto final do provete QUASI-L3C-BAC-03



(b) Aspeto final do provete QUASI-L4C-BACRFA-01

Figura 6.14 – Aspeto final tipo dos provetes QUASI com furos

No que respeita aos provetes QUASI e CSM lisos, constata-se que em ambas as tipologias, os conectores atingem o final do ensaio sem danos significativos (Figura 6.15). Estes provetes apenas apresentam algumas marcas causadas pelo atrito entre o betão e o conector, infligidas à medida que este escorrega no interior do elemento de betão. Verifica-se que mesmo quando o conector já está bastante destacado do elemento de betão, o valor da força de atrito mobilizada entre os betão e GFRP é ainda elevado.



(a) Aspeto final do provete CSM-LISO-BACRFA-01

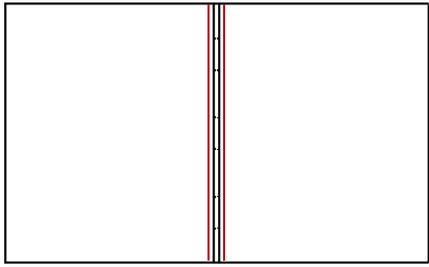


(b) Aspeto final do provete QUASI-LISO-BAC-01

Figura 6.15 – Aspeto final tipo dos provetes CSM e QUASI lisos

O provete QUASI-L3C-BACRFA-03 (ver Tabela 6.1) ficou danificado ao nível dos orifícios. Este dano não ocorreu durante o ensaio, mas foi provocado no momento de abrir a laje de betão para observação.

Após se esgotar toda a aderência entre o betão e o conector, surgem fendas na interface entre os dois elementos. O esquema das fendas bem como o pormenor do escorregamento do GFRP são ilustrados na Figura 6.16. As fendas de interface surgem igualmente para todos os provetes lisos.

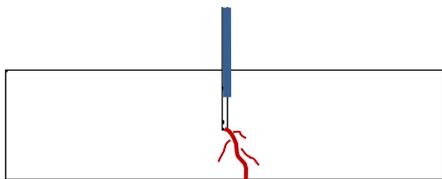


(a) Esquema da rotura da interface dos provetes CSM-L3C-BACRFA e BAC, e todos os provetes lisos

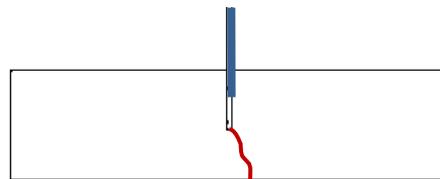
(b) Pormenor do escorregamento do provete CSM-L3C-BACRFA-02

Figura 6.16 – Rotura tipo da interface betão-GFRP para provetes CSM-L3C-BACRFA e CSM-L3C-BAC

No caso dos provetes CSM e QUASI lisos executados em BACRFA e BAC, dá-se sempre a formação de uma fenda que progride desde a extremidade inferior do conector até à base do elemento de betão. O movimento relativo do elemento de GFRP em relação ao elemento de betão é apenas condicionado pelo efeito de atrito. O único aspeto que difere é que no caso dos provetes executados com BACRFA, após a abertura da primeira fenda é possível mobilizar a abertura de fendas secundárias, impedindo a progressão da fenda principal. Estes modos de rotura são apresentados na Figura 6.17, sendo de referir que são muito semelhantes entre si.



(a) Esquema da rotura dos provetes CSM e QUASI-LISO-BACRFA



(b) Esquema da rotura dos provetes CSM e QUASI-LISO-BAC

Figura 6.17 – Rotura tipo dos provetes CSM e QUASI lisos executados em BACRFA e BAC

O modo de rotura dos provetes QUASI com furos (3 e 4 orifícios) é semelhante ao que se verifica nos provetes lisos, no que diz respeito à formação da fenda no elemento de betão, mas agora mobiliza-se também o destacamento de uma cunha de betão nas partes adjacentes ao GFRP. Esta rotura apresenta-se na Figura 6.18a e na Figura 6.18b. Após o ensaio, na parte superior do provete verifica-se que o betão é destacado ao longo do GFRP numa largura máxima de aproximadamente 3 cm, não atingindo os apoios. O ângulo com a horizontal que define esta cunha varia entre 50° e 60°, aproximadamente. Em alguns casos não é mobilizado o betão ao longo de todo o conector, o que pode significar que nem todos os pinos de betão são solicitados com o mesmo nível de carga.

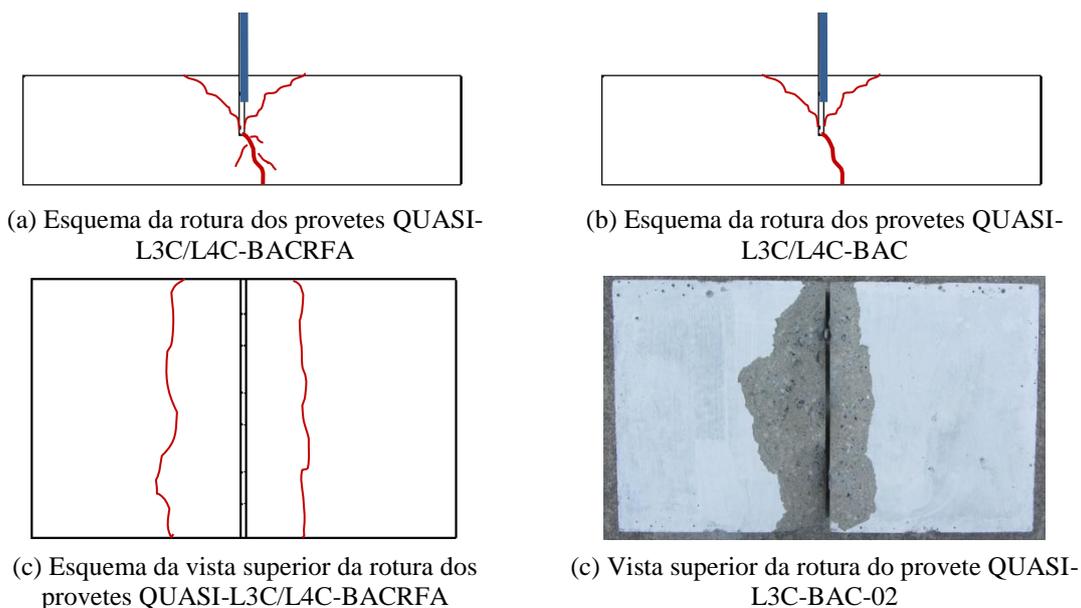


Figura 6.18 – Rotura tipo dos provetes QUASI com furos, executados em BACRFA e BAC

A cunha de betão é “arrancada” juntamente com o conector e os pinos de betão. As fendas que delimitam a cunha de betão nem sempre surgem ao mesmo tempo dos dois lados do conector. Isto depende de alguma possível excentricidade no carregamento do provete bem como de aspetos relacionados com a colocação do betão dos dois lados do conector. As fendas que definem a cunha também não surgem ao mesmo tempo, na proximidade dos três pinos.

6.4 Resultados obtidos

6.4.1 Avaliação da capacidade de carga

Além dos modos de rotura é importante analisar comparativamente os níveis de carga máxima atingida nos diferentes provetes testados. Os valores de carga máxima atingidos são apresentados na Tabela 6.2. Os resultados apresentados são relativos à carga máxima, à carga média para cada tipo de provete, ao desvio padrão e à correspondente variação percentual.

Tabela 6.2 – Resultados das cargas máximas e médias obtidas nos provetes *pull-out*

Provete	Carga máxima (kN)	Carga média (kN)	DP (kN)	Coef. de variação (%)
CSM-e2,5-L3C-BAC-01	14,528	17,64	2,54	14,40
CSM-e2,5-L3C-BAC-02	20,748			
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-01	19,724	20,78	1,31	6,29
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-02	19,710			
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-03	22,917			
Quasi-e5,0-L3C-BAC-01	20,695	21,06	0,83	3,96
Quasi-e5,0-L3C-BAC-02	22,378			
Quasi-e5,0-L3C-BAC-03	20,103			
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-01	23,302	24,56	1,33	5,41
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-02	26,715			
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-03	23,648			
CSM-e2,5-Liso-BAC-01	16,417	15,92	1,08	6,81
CSM-e2,5-Liso-BAC-02	17,136			
CSM-e2,5-Liso-BAC-03	14,196			
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-01	14,142	11,98	1,84	15,35
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-02	9,093			
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-03	12,706			
Quasi-e5,0-Liso-BAC-01	20,415	18,97	1,18	6,23
Quasi-e5,0-Liso-BAC-02	17,522			
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-01	17,788	17,59	0,16	0,93
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-02	17,389			
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-01	24,639	23,27	2,31	9,91
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-02	19,551			
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-03	25,631			

Influência do tipo de betão (BAC e BACRFA)

O pico de carga corresponde normalmente ao momento em que ocorre a abertura da fenda que se inicia junto à extremidade inferior do conector. Deste modo, não seria de esperar elevada discrepância nos valores de carga máxima entre provetes BAC e provetes BACRFA do mesmo tipo. A diferença mais significativa entre o comportamento dos provetes com BAC e BACRFA reside na fase após a abertura da fenda. No caso dos provetes com betão reforçado com fibras (BACRFA), foi observado um comportamento mais dúctil, podendo mesmo ser recuperada a carga perdida no momento em que se formam as fendas, tal como se pode observar na Figura 6.20 e na Figura 6.22.

Até à abertura de fendas o aumento de carga deve-se essencialmente à adesão entre o GFRP e o betão. Após a abertura da primeira fenda, o valor da carga depende do atrito que se mobiliza entre os dois elementos e também da mobilização dos pinos de betão que se formam nas aberturas do conector.

Os provetes CSM-e2,5-L3C-BACRFA proporcionam um acréscimo de 17,8 % no valor da carga máxima, em relação aos equivalentes CSM-e2,5-L3C-BAC. Na mesma ordem de

grandeza, os provetes Quasi-e5,0-L3C-BACRFA originam uma carga máxima que é 16,6 %, superior à carga máxima medida nos provetes Quasi-e5,0-L3C-BAC.

Em quase todas as comparações efetuadas, verifica-se que há um aumento do valor médio da carga máxima nos provetes em que se utiliza BACRFA, por comparação com os valores obtidos em provetes BAC, com exceção para os provetes Quasi-e5,0-Liso e CSM-e2,5-Liso.

Influência do atrito mobilizado na interface GFRP-betão

Essa exceção acontece apenas nos provetes Quasi-e5,0-Liso e CSM-e2,5-Liso, onde se chegou à conclusão que a presença das fibras poderia diminuir o atrito entre o betão e o GFRP. A diferença entre os valores médios de carga máxima obtidos nos provetes BAC e BACRFA é superior aos valores dos respetivos desvios padrão. Apesar disso, estes valores são próximos, o que permitiria concluir que a mobilização do atrito nestes dois materiais é semelhante.

Contrariamente, os provetes CSM-e2,5-Liso-BAC e Quasi-e5,0-Liso-BAC originam, respetivamente, cargas máximas médias que são 24,7% e 7,3% superiores aos provetes CSM-e2,5-Liso-BACRFA e Quasi-e5,0-Liso-BACRFA.

Estes valores permitem concluir que as fibras de aço, em contato com o GFRP, podem levar a uma diminuição de aderência entre os dois materiais.

Influência do tipo de GFRP (manta CSM e manta QUASI)

Com a análise de diferentes tipologias pretende-se também avaliar a utilização de dois tipos de fibras de vidro, tal como discutido no Capítulo 3. Deste modo, é possível avaliar as características na utilização de um conector elaborado com uma orientação de fibras mais organizada e espessura mais elevada. Verifica-se que para a mesma tipologia de provete de ensaio, na utilização de conectores com manta Quasi obtêm-se cargas mais elevadas comparativamente com os provetes equivalentes com conectores de manta CSM. A rotura dos conectores apenas se verificou nos GFRP's com manta CSM-e2,5-L3C.

Influência da espessura do conector

Os provetes Quasi-e5,0-L3C-BAC apresentam valor de carga máxima que é 16,2% superior relativamente ao valor obtido nos provetes CSM-e2,5-L3C-BAC. Do mesmo modo, nos provetes Quasi-e5,0-L3C-BACRFA, obteve-se um valor de carga máxima que é 15,4% superior ao correspondente valor obtido nos provetes CSM-e2,5-L3C-BACRFA. Verifica-se que a maior espessura do conector proporciona um aumento da capacidade de carga e que essa contribuição é da mesma ordem de grandeza nos provetes BAC e BACRFA.

O incremento de carga máxima nos provetes Quasi-e5,0-Liso-BAC em relação aos CSM-e2,5-Liso-BAC é de 16,1%. No caso dos provetes equivalentes BACRFA o incremento verificado é de 31,9%.

Influência dos furos no conector

A inclusão de furos no conector, considerada nos provetes Quasi-e5,0-L3C-BACRFA e nos provetes Quasi-e5,0-L4C-BACRFA, resultou em cargas máximas médias de 24,56 kN e 23,27 kN, respetivamente. Pode concluir-se que são níveis de carga semelhantes, uma vez que a diferença entre eles é inferior ao desvio padrão resultante dos resultados obtidos nos 3 provetes testados de cada tipologia. Verifica-se que a consideração de mais um furo (L4C) não conduz a um aumento da capacidade de carga do conector, o que resulta de haver furos que estão demasiado próximos entre si. Deste modo, confirma-se que um distanciamento mínimo igual a $2,5d$ é recomendável, tal com referido por Oguejiofor (1994).

A proximidade dos níveis de carga obtidos pelos provetes QUASI com 3 e 4 furos pode ser explicada por dois fatores complementares. O primeiro é relativo ao número de furos, à partida ao aumentar o número de pinos de betão, aumenta-se a capacidade resistente do conector, no entanto aumentar o número de furos pode ser desfavorável, uma vez que a distância entre os furos fica reduzida, tornando os pinos mais suscetíveis à rotura, logo diminuído a carga resistente; o segundo está relacionado com o atrito entre o conector e o betão, uma vez que nos conectores lisos se atingiram cargas elevadas, essencialmente devido ao atrito, tornando este parâmetro importante. Sendo este aspeto dependente da área de contato entre os dois materiais, ao aumentar o número de furos, área de contato diminuí, consequentemente provocando uma diminuição na capacidade resistente do conector.

Os provetes CSM-e2,5-L3C-BAC apresentam um acréscimo de carga máxima média de 9,8% em relação aos CSM-e2,5-Liso-BAC. No caso dos provetes similares elaborados com BACRFA, o acréscimo é mais significativo, sendo de 42,4%, dos provetes CSM-e2,5-L3C-BACRFA em relação aos provetes CSM-e2,5-Liso-BACRFA. O aumento da carga dos provetes Quasi-e5,0-L3C em relação aos provetes Quasi-e5,0-Liso, executados em BAC e BACRFA, é de 9,9% e 28,4%, respetivamente.

Efetuada uma comparação em termos de carga crescente, como se apresenta na Figura 6.19, verifica-se que as cargas mais baixas são atingidas para os provetes com conectores lisos. Por sua vez as cargas mais altas correspondem a conectores QUASI-e5,0 com 3 e 4 furos embebidos em BACRFA.

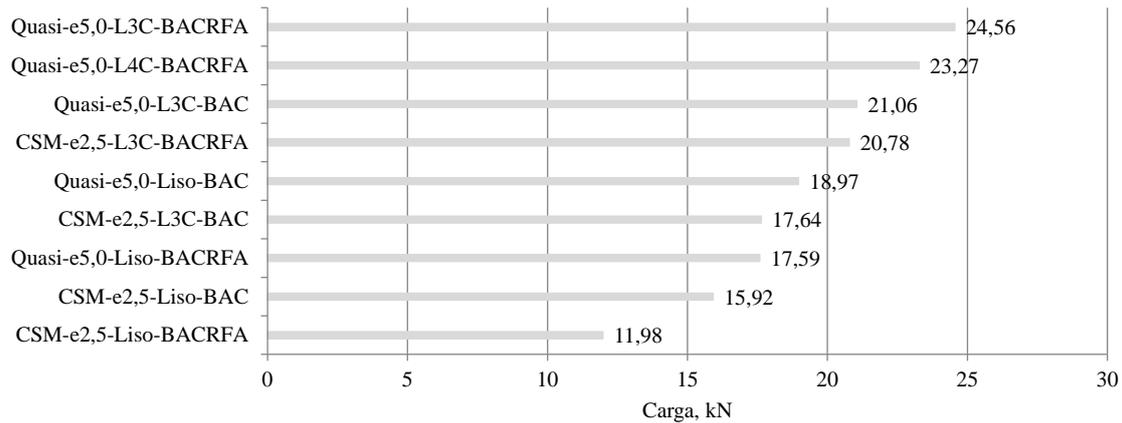


Figura 6.19 – Gráfico com cargas em ordem crescente

6.4.2 Avaliação das extensões no GFRP

Os transdutores colados no conector permitiram medir valores de extensão ao longo do carregamento. Os valores máximos registados são apresentados na Tabela 6.3. Estes valores podem ser comparados com as extensões últimas medidas nos ensaios de caracterização mecânica do GFRP (ver ponto 3.6 do Capítulo 3). Os gráficos de tensão-extensão referentes a cada provete ensaiado são apresentados no Anexo 6.1.

Tabela 6.3 – Resultados das extensões obtidas pelos LVDT's colados no conector

Provede	Extensão máxima ($\mu\epsilon$)		
	LVDT_C	LVDT_G	LVDT_F
CSM-e2,5-L3C-BAC-01	-1737,45	-1429,10	-1028,35
CSM-e2,5-L3C-BAC-02	-3439,05	-2038,25	-1966,92
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-01	-2572,97	-1317,38	-802,40
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-02	-13,70	-1397,68	-1291,03
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-03	-3108,87	-2901,40	-2973,08
Quasi-e5,0-L3C-BAC-01	-1252,20	-949,57	-58,22
Quasi-e5,0-L3C-BAC-02	-1625,63	-1109,77	-997,30
Quasi-e5,0-L3C-BAC-03	-1562,33	-709,28	-890,83
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-01	-997,95	-1442,80	-1474,75
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-02	-1467,40	-1115,03	-990,92
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-03	-974,75	-1396,43	-1129,57
CSM-e2,5-Liso-BAC-01	-953,65	-3073,20	-2321,23
CSM-e2,5-Liso-BAC-02	-2033,90	-1676,77	-1609,22
CSM-e2,5-Liso-BAC-03	-2067,65	-1159,30	-1938,27
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-01	*	*	*
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-02	-1298,60	-1607,20	-341,58
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-03	*	-1503,92	-1344,97
Quasi-e5,0-Liso-BAC-01	-1126,67	-685,05	-1001,45
Quasi-e5,0-Liso-BAC-02	-1480,07	-201,30	-236,78
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-01	-905,12	-500,60	-560,90
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-02	-881,92	-568,05	-547,87
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-01	-1483,22	-981,20	-1406,83
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-02	-1162,53	-537,48	-809,03
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-03	*	-993,83	-923,28

* O LVDT não registou leituras válidas.

Nos ensaios de *pull-out* são utilizadas duas tipologias de conector, CSM-e2,5 e QUASI-e5,0. Da caracterização do GFRP resultaram as seguintes extensões últimas médias:

- CSM-e2,5: 18044,35 $\mu\epsilon$

- Quasi-e5,0: 141972,95 $\mu\epsilon$

Verifica-se que em nenhum dos provetes de *pull-out* é atingida uma extensão que esteja próxima da extensão máxima obtida nos provetes de caracterização, o que significa que a zona não embebida do conector fica sujeita a esforços inferiores aos que provocam a rotura global do provete por tração.

6.4.3 Avaliação da relação entre força e escorregamento

De seguida, procede-se à apresentação dos diagramas que relacionam a evolução da força com o escorregamento nas diferentes tipologias de provetes estudadas. Os gráficos são resultantes das leituras efetuadas pelos transdutores A e D descontando a leitura dos transdutores B e E, respetivamente. Obtém-se assim uma leitura indireta do escorregamento entre o conector GFRP e o betão.

Na Figura 6.20 apresenta-se um gráfico que compara os resultados obtidos nos provetes CSM-e2,5-L3C-BACRFA. Em todos os provetes testados, o comportamento é aproximadamente linear no trecho inicial e verifica-se uma pequena perda de carga logo após o aparecimento da fenda na interface entre o betão e o conector (assinalada como fenda de contato), que ocorre para um nível de carga já elevado. Em seguida, verifica-se uma recuperação da carga e uma diminuição ligeira da inclinação da curva carga-escorregamento, o que traduz uma diminuição de rigidez. A força aumenta até que a carga máxima é atingida.

Nestes provetes, a carga máxima é definida pela rotura do conector CSM e geralmente dá-se sem o surgimento de fendas adicionais. Podem surgir fendas pouco demarcadas na zona inferior ao conector, uma vez que as fibras de reforço do betão têm a capacidade de limitar a sua evolução. Depois da rotura do conector, observa-se uma perda de carga acentuada, seguida de um patamar numa carga de valor correspondente a cerca de 50% da carga máxima, que se mantém para valores de deformação elevados.

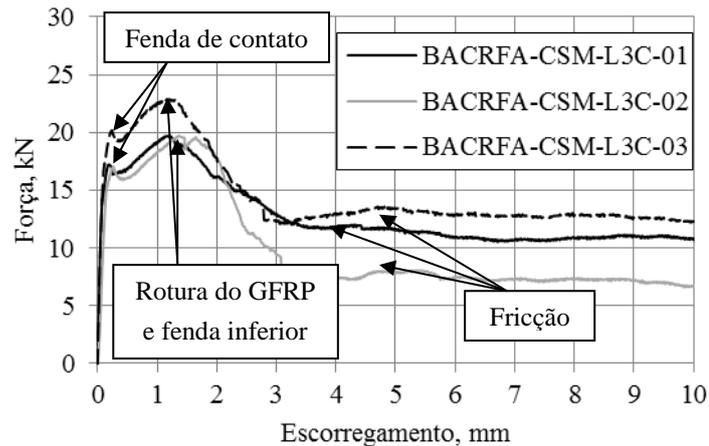


Figura 6.20 – Força vs. Escorregamento dos provetes CSM-e2,5-L3C-BACRFA

Na Figura 6.21 apresenta-se o gráfico referente à comparação dos resultados obtidos nos provetes CSM-e2,5-L3C-BAC. Os dois provetes testados apresentam um comportamento semelhante. O desenvolvimento da curva que relaciona carga e escorregamento tem um trecho inicial com desenvolvimento aproximadamente linear e elevada rigidez.

Após o aparecimento da fenda na interface entre o betão e o conector, há uma rápida e significativa perda de carga, à qual se segue uma recuperação ligeira. O provete CSM-e2,5-L3C-BAC-01 sofre uma rotura frágil do elemento de betão que impede a recuperação de carga do provete. A carga máxima é definida pela formação das fendas na zona de contato entre GFRP e BAC. Depois da rotura do conector, observa-se uma perda acentuada da carga e não é clara a formação de um patamar num nível de carga inferior, tal como acontecia nos correspondentes provetes BACRFA. Embora se esperasse um patamar de carga semelhante ao que sucede nos provetes CSM-e2,5-L3C-BACRFA, nos provetes com BAC o desconfinamento originado pela abertura da fenda inferior é maior, logo o atrito entre o betão e o conector é menor.

Deste modo, considera-se que o atrito entre as superfícies de GFRP e de betão é responsável pela capacidade de carga que o provete mantém após a rotura do GFRP e que essa capacidade de carga é mobilizada de forma mais eficaz nos provetes BACRFA porque a presença das fibras de aço limita a abertura de fendas que decorre da deformação do elemento de betão.

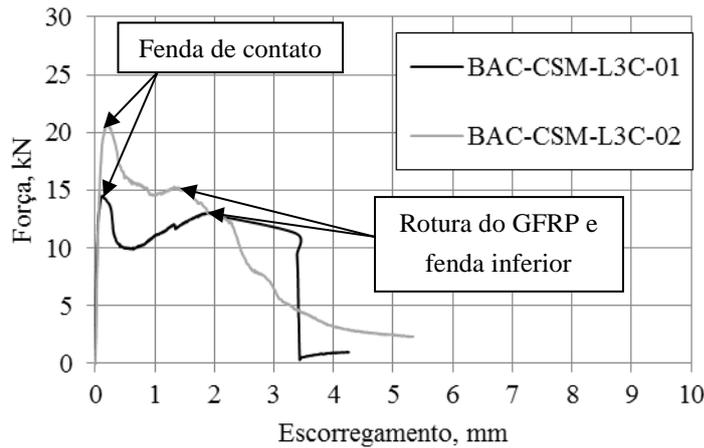


Figura 6.21 – Força vs. Escorregamento dos provetes CSM-e2,5-L3C-BAC

Os resultados dos provetes QUASI-L3C-BACRFA são apresentados na Figura 6.22. Tal como se observou nos conectores CSM, há um trecho inicial da curva força-escorregamento que é aproximadamente linear. A partir do momento em que aparecem as primeiras fendas na interface GFRP-betão, a curva apresenta uma mudança de inclinação, observando-se um aumento da carga até que surgem mais fendas no betão e se destaca uma cunha na parte superior do provete.

No caso do provete QUASI-L3C-BACRFA-03 observou-se claramente que estas fendas não surgiram para o pino do lado da frente do provete, aparentando que a rotura se deu por corte deste pino posteriormente à formação do cone de rotura nos dois demais pinos de betão (do meio e de trás), o que levou a um comportamento mais dúctil da conexão. Um comportamento semelhante acontece no provete QUASI-L3C-BACRFA-01, onde não é mobilizada a totalidade dos pinos de betão.

Após perda de rigidez causada pela abertura de fendas na interface entre o GFRP e o betão, a inclinação da curva força-escorregamento é maior no caso do conector QUASI do que no caso dos conectores CSM, provando que o conector QUASI tem um comportamento mais rígido.

Aparentemente, o provete QUASI-L3C-BACRFA-02 apresentou uma rotura mais frágil do que os outros dois provetes do mesmo tipo, pois surgiram fendas correspondentes à formação das cunhas de rotura em todos os pinos de betão e dos dois lados do provete. Esta perda de carga é definida então pela quantidade de fibras que cruzam estas fendas e pelo comportamento pós-fendilhação do betão com fibras.

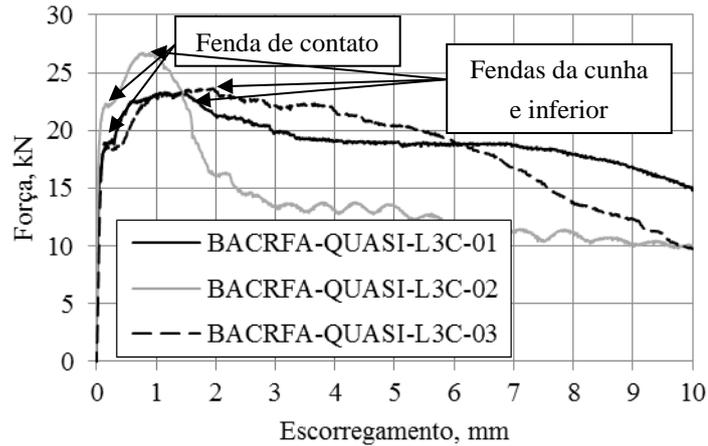


Figura 6.22 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-L3C-BACRFA

No caso dos resultados obtidos com os provetes QUASI-L3C-BAC, apresentados na Figura 6.23, o trecho inicial da curva força-escorregamento é aproximadamente linear. Tal como nos provetes anteriores, formam-se fendas na interface entre o GFRP e o elemento de betão que provocam perda de carga no provete, ao que se segue uma ligeira recuperação de carga até que surgem mais fendas. O comportamento dos provetes é semelhante ao verificado nos QUASI-L3C-BACRFA, embora mais frágil, pois há sempre perda de carga após ser atingida a carga máxima. Após a queda de carga que resulta da formação das fendas inferiores e do aparecimento da cunha de betão, o valor da carga estabiliza num patamar de aproximadamente 7 kN. O provete QUASI-e2,5-L3C-BAC-01 sofre uma rotura frágil do elemento de betão, logo após surgirem as fendas inferiores, impedindo a recuperação de carga do provete.

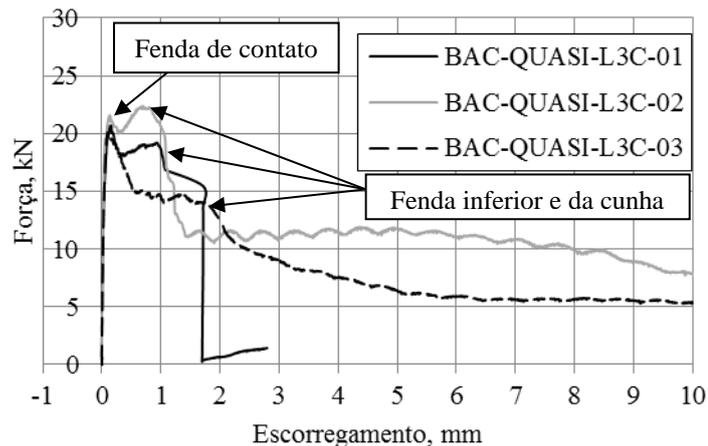


Figura 6.23 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-L3C-BAC

Os resultados dos provetes CSM-e2,5-Liso-BAC e CSM-e2,5-Liso-BACRFA são apresentados na Figura 6.24 e na Figura 6.25, respetivamente. O comportamento dos provetes lisos, independentemente do tipo de betão, é muito semelhante. Numa primeira fase, apresentam um comportamento linear, apresentando elevada rigidez. De seguida, surgem as

fendas na interface entre GFRP e betão e, quase de imediato, surgem as fendas inferiores. Segue-se uma perda de carga, mais acentuada nos provetes BAC do que nos provetes BCRFA. Os provetes estabilizam o valor da carga, mantendo-se um patamar para uma carga de aproximadamente 10 kN, à exceção do provete CSM-e2,5-Liso-BAC-03 que estabiliza a uma carga inferior. Este patamar de carga resulta do atrito entre o conector e o betão. O provete CSM-e2,5-Liso-BAC-01 sofre rotura frágil do elemento de betão que leva à queda rápida da carga, sem recuperação da mesma.

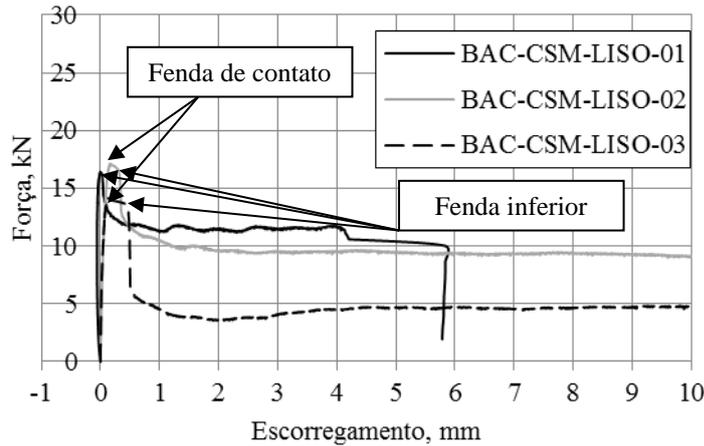


Figura 6.24 – Força vs. Escorregamento dos provetes CSM-e2,5-Liso-BAC

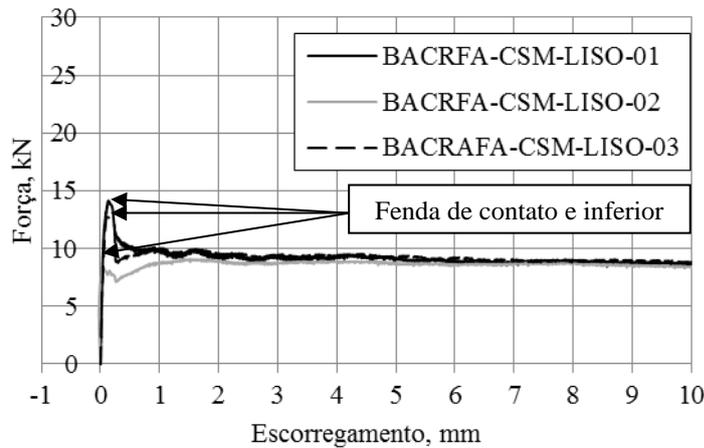


Figura 6.25 – Força vs. Escorregamento dos provetes CSM-e2,5-Liso-BACRFA

Os resultados dos provetes QUASI-e2,5-Liso-BAC e QUASI-e2,5-Liso-BACRFA são apresentados na Figura 6.26 e na Figura 6.27, respetivamente. Tal como sucedeu nos provetes CSM, o comportamento dos provetes lisos, independentemente do tipo de betão, é muito semelhante. Inicialmente, o comportamento linear, traduzindo uma elevada rigidez. De seguida, surgem as fendas de contato e quase de imediato as fendas inferiores, seguidas de uma perda de carga. A partir desse momento, o valor da carga estabiliza, mantendo-se num patamar de aproximadamente 10 kN.

Até atingir a carga máxima, o aumento da carga deve-se essencialmente à aderência entre o conector e o betão, que é semelhante em ambas as tipologias. É possível que nos provetes BACFRA, as fibras de aço possam contribuir para a diminuição da aderência, uma vez que se observa uma capacidade de carga um pouco inferior nos provetes BACRFA lisos ou com furos em relação aos correspondentes provetes BAC. Esta diferença na capacidade de carga não é suficientemente elevada para que se possa ter a certeza que resulta da adição de fibras, no entanto há uma tendência que cumpre registar.

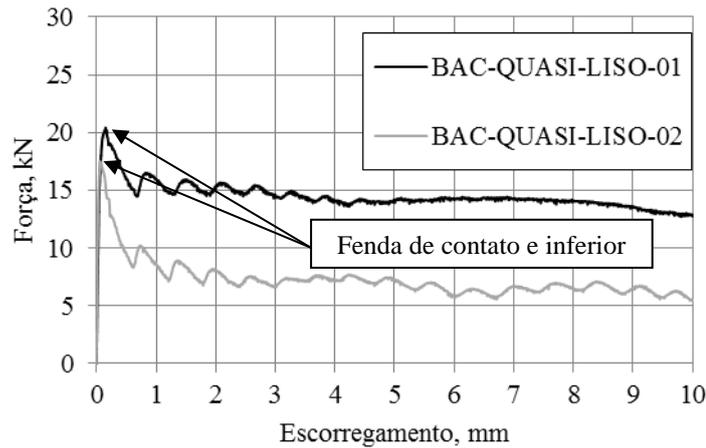


Figura 6.26 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-Liso-BAC

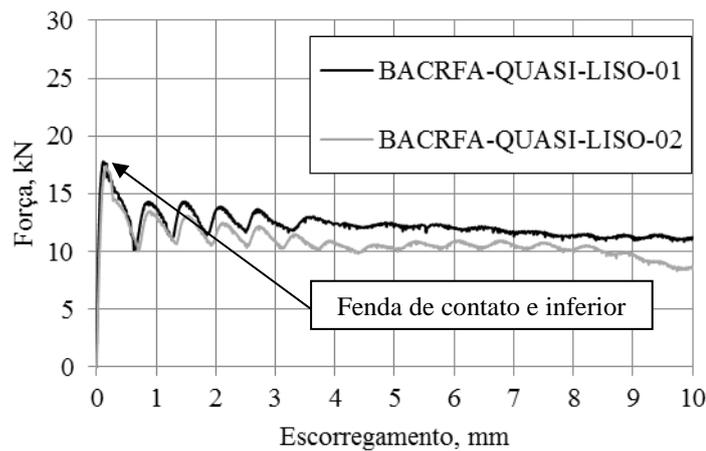


Figura 6.27 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-Liso-BACRFA

Relativamente aos provetes Quasi-e5,0-L4C-BACRFA, apresentados na Figura 6.28, verifica-se que o seu comportamento é semelhante ao que se verificou nos provetes equivalentes com 3 furos. No entanto, os provetes com 4 furos apresentam menor ductilidade no comportamento pós-fendilhação. Na fase inicial, todos os provetes apresentam a mesma evolução caracterizada por uma elevada rigidez. Após surgirem as primeiras fendas de contato, dá-se uma ligeira perda de carga, aparecendo de seguida as outras fendas, relacionadas com a formação da cunha de betão e/ou as fendas inferiores ao conector. Com a formação de fendas, a perda de carga é contínua, não havendo recuperação da mesma. Não

existe um claro patamar de carga depois da formação das fendas, mas sim uma queda gradual da carga, mas pouco acentuada. Ao final de 10 mm de escorregamento, os provetes com 4 orifícios, apresentam uma capacidade de carga inferior à obtida pelos provetes com 3 furos. Esta menor capacidade de carga, pode ser justificada pelo facto de, após a formação das fendas, o principal fator a contribuir para a manutenção da carga ser a fricção entre o betão e o GFRP. Uma vez que com 4 furos a área de contato é menor, a fricção diminui e consequentemente obtém-se uma carga menor.

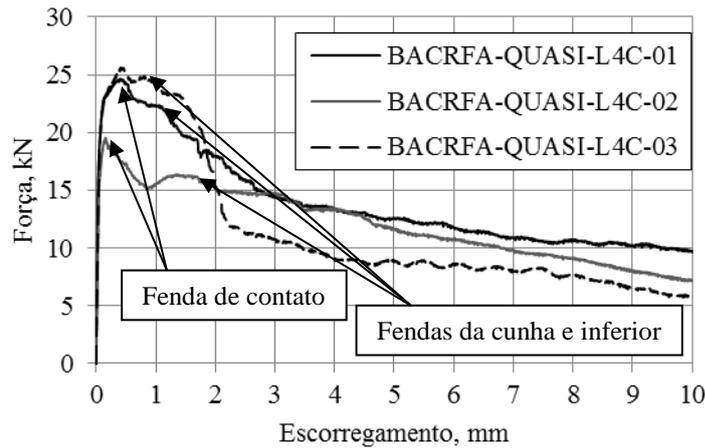
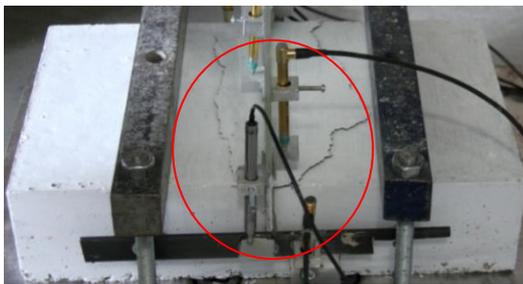


Figura 6.28 – Força vs. Escorregamento dos provetes Quasi-e5,0-L4C-BACRFA

A formação das fendas referidas como fendas de cunha correspondem ao aparecimento das fendas que delimitam a cunha de betão, na vista superior (Figura 6.29a), ou ao surgimento das fendas na parte frontal do provete que indicam a formação de uma cunha (Figura 6.29b).



(a) Vista superior da cunha, provete QUASI-L3C-BAC-02



(b) Vista frontal da cunha, provete QUASI-L4C-BACRFA-03

Figura 6.29 – Formação da cunha de betão

Aparentemente, o comportamento da conexão QUASI seria mais dúctil caso a rotura não se desse por formação das cunhas de rotura na camada superior do betão. Se a rotura se desse por corte dos pinos talvez se atingisse uma carga mais alta e também uma maior ductilidade da ligação. Isto poderia ser obtido com o posicionamento do conector a uma maior profundidade.

No caso específico dos painéis com 60 mm de espessura, o uso de um conector mais robusto, como o QUASI com 5 mm, não leva a um incremento significativo da capacidade de carga da

conexão, devido à formação da cunha de rotura na camada superior do betão. Esta limitação está relacionada com a impossibilidade de embeber mais o conector (uma vez que o recobrimento do conector já está limitado a 15 mm). No entanto, no caso de se utilizarem painéis com maior espessura, existiria “folga” para embeber o conector a maior profundidade com o objetivo de evitar roturas com o destacamento da cunha de betão.

Os resultados dos conectores lisos, sem aberturas, permitem concluir que o efeito da aderência inicial e também da fricção após a abertura da fenda na interface são bastante significativos para todos os FRP’s estudados, o que permite levar os provetes com conector liso a cargas da mesma ordem de grandeza das que são obtidas em provetes cujo conector tem furos.

No entanto existem dúvidas em relação à capacidade de carga à idade da operação de levantamento do painel, isto é, com um dia de idade.

6.4.4 Validação do *setup* experimental

Neste ponto do trabalho é importante validar o *setup* experimental adotado. Os transdutores denominados de C, G e F visavam registar a flexão sofrida pelo provete de GFRP. Efetuando uma análise das extensões através dos dados obtidos pelos referidos LVDT’s, seria de prever que estes traduzissem trações, uma vez que é esta a sollicitação a que está sujeito o conector. As trações verificaram-se em 97,33% dos transdutores. Apenas em 2 LVDT’s se registaram leituras completas em compressão (LVDT_C no provete CSM-L3C-BACRFA-02 e no LVDT_F no provete CSM-LISO-BACRFA-02).

Um outro aspeto verificado foi a falha de cinco transdutores que não efetuaram qualquer leitura, sendo este facto justificado pelo seu possível encravamento. Este aspeto verificou-se no LVDT_F do provete QUASI-L3C-BAC-01 e no LVDT_C do provete CSM-LISO-BACRFA-03, e em todos os LVDT’s do provete CSM-LISO-BACRFA-01. Numa fase inicial, os transdutores registam compressões, mas isto deve-se apenas ao ajuste inicial do provete e do LVDT, sendo considerada desprezável. Dos transdutores com leituras válidas a flexão média obtida pelos conectores de GFRP é de 0,085 mm. As curvas de tensão *vs.* extensão dos conectores de GFRP dos provetes *pull-out*, que permitem determinar a flexão, são apresentadas no Anexo 6.1.

A configuração utilizada nos ensaios de *pull-out* teve como base os ensaios realizados por Ferreira (2011), que ensaiou provetes com elemento de betão com 6 cm de espessura, onde observou que a deformação por flexão era significativa e tendia a reduzir o possível efeito de atrito entre as superfícies de betão e GFRP. No presente trabalho, optou-se por aumentar a espessura do elemento de betão, passando de 60 mm para 100 mm. Com a configuração de ensaio adotada, verifica-se que a flexão máxima no provete de betão é de 0,71 mm, sendo em média de 0,17 mm. Os resultados obtidos por Ferreira (2011) traduziram-se em flexões

máximas do provete de aproximadamente 4 mm, considerando a mesma tipologia de provete. O aumento da espessura reduziu a flexão do elemento betão em mais de 80%, o que valida o *setup* experimental definido.

Verifica-se que um dos modos de rotura é o de *pry-out*, onde se formam cunhas de betão na periferia do conector. Observa-se que as cunhas de betão originadas pela rotura *pry-out* não atingem os apoios, que consistem em barras retangulares colocadas sobre a parte superior do provete.

Análise experimental – Ensaios de rasgamento

7.1 Introdução

Os elementos de FRP são utilizados na construção, quer como elemento estrutural de base quer como reforço durante a vida útil da estrutura. Neste trabalho é estudada a aplicação de conectores em GFRP para estabelecer a ligação entre panos de betão, na conceção de painéis *sandwich*.

O conector de corte tipo *perfobond* consiste numa placa metálica com um número de furos limitado. Este tipo de conexão é usado na ligação entre vigas de aço e lajes de betão. Durante a betonagem as aberturas são preenchidas por betão formando pinos que fornecem resistência ao corte horizontal e impedem a separação entre a viga de aço e a laje de betão (Valente, 2007). O funcionamento desta conexão é semelhante ao funcionamento do conector em GFRP proposto para os painéis *sandwich*, que consistem em placas lisas de GFRP perfuradas, tal como apresentado esquematicamente na Figura 7.1.



Figura 7.1 – Conector em GFRP de painéis *sandwich*

Após os primeiros ensaios com o conector *perfobond*, realizados na Alemanha, Leonhardt *et al.* (1987) propuseram, com base no modo de colapso observado, que a resistência do conector dependesse da resistência dos pinos de betão que se formam no interior dos furos do conector. O betão que flui através dos furos do conector forma pinos virtuais dentro da peça, com um ou dois planos de corte, que proporcionam resistência ao corte na direção longitudinal e evitam que a laje de betão se “desprenda” da viga metálica (efeito de *uplift*). Esse efeito é comumente referido como “efeito de pino”, como se pode visualizar na Figura 7.2.

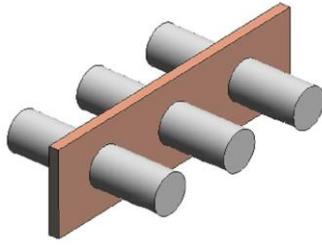


Figura 7.2 – Corte dos pinos virtuais de betão, nos dois planos de corte, nos furos do *Perfobond* (Vieira, 2009)

Estudando o fenómeno do efeito de pino, Kraus e Wurzer (1997) descreveram que o betão no interior dos furos simula a existência de um pino sujeito tanto a corte como a compressão local. Ao ser comprimido contra a parede do furo do conector o betão tende a deformar-se transversalmente, por efeito de *Poisson*, mas a laje circundante impede essa deformação, confinando-o.

De acordo com Nishido et al. (2000), a resistência ao corte aumenta com o número de furos no conector *perfobond*, mas este aumento não é proporcional ao número de furos.

Os provetes de GFRP alvo do ensaio de rasgamento possuem apenas um orifício, simulando assim o efeito de pino de uma abertura de um conector embebido. Com este ensaio pretende-se obter modos de rotura tipos dos conectores, provocados pelo efeito de pino. Estes modos de rotura podem ser extrapolados para as roturas observadas nos ensaios de tipo *push-out* e *pull-out*.

As campanhas experimentais anteriores, ensaios de *push-out* e *pull-out*, visam caracterizar o funcionamento da estrutura mista betão – GFRP. Os modos de rotura consequentes resultam em roturas conjuntas do betão e do conector. Os ensaios de rasgamento surgem da necessidade de isolar os modos de rotura dos conectores furados. Este tipo de ensaio foca as roturas no conector de GFRP, procurando simular o efeito dos pinos de betão no conector com furos. Os modos de rotura a observar são associados ao comportamento do conector.

7.2 Configuração de ensaio

7.2.1 Equipamento

Neste capítulo, é descrito o programa experimental realizado com provetes planos de GFRP dotados de uma abertura. Os provetes são sujeitos a um ensaio de tração, onde a força é diretamente aplicada ao elemento de GFRP. Os ensaios de rasgamento são ensaios de tração direta, sendo a carga aplicada na direção da maior dimensão dos provetes. A Figura 7.3 apresenta a configuração de um ensaio de rasgamento, onde se pode observar o posicionamento geral do provete, das amarras e dos acessórios necessários à concretização do ensaio (*clip gauge* e pino de alumínio). Na parte superior, o provete é fixado numa amarra e

na parte inferior ele é introduzido na ranhura de um cilindro de aço e atravessado por um pino de alumínio.

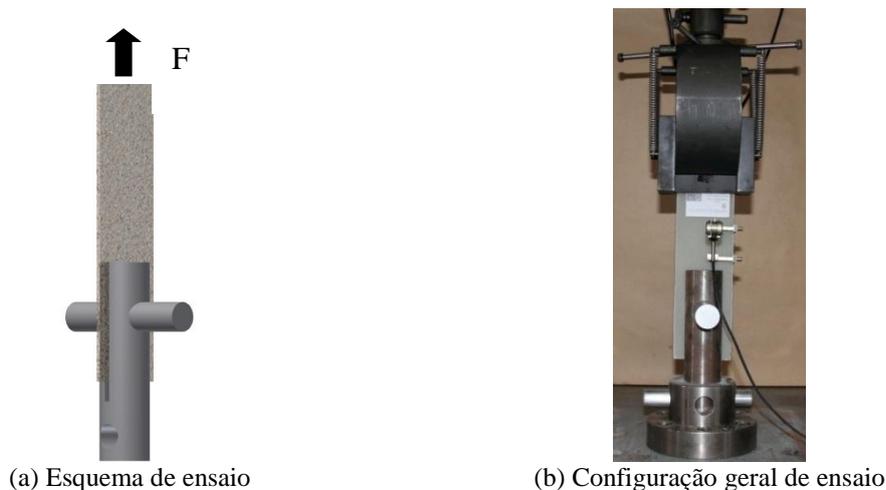


Figura 7.3 – Configuração de ensaio

O objetivo do pino de alumínio é o de simular a existência de um pino de betão quando o conector de GFRP está embebido num elemento de betão. O elemento que mais fidedignamente simularia o efeito de pino existente num painel *sandwich* de betão com conectores furados seria um pino de betão. No entanto, é de difícil obtenção e muito frágil, podendo sofrer roturas precoces no decorrer dos ensaios, o que impediria a aplicação de carga que provoca a rotura do conector. A escolha do alumínio justifica-se pelo seu módulo de elasticidade, que é um pouco superior ao do betão (cerca do dobro), mas bastante inferior ao do aço. A escolha deste material garante que, no decorrer dos ensaios a realizar, a rotura ocorre no provete de GFRP e não no pino.

O equipamento utilizado nos ensaios de rasgamento é constituído pelos seguintes componentes: prensa, computador e grupo hidráulico. Para a execução destes ensaios, é utilizada a prensa de ensaio MicroTeste (SCM4000).

A força de tração aplicada pelo atuador é imposta com a utilização de uma célula de carga. Durante a realização da campanha experimental, é utilizada uma célula de carga de 200 kN, que garante uma precisão adequada nos resultados obtidos. A definição da célula de carga a utilizar nos ensaios depende do nível de carga expectável dos provetes, que devem atingir cargas máximas que sejam inferiores a 80 % do limite de carga da célula.

Durante a realização dos ensaios, a força de tração é aplicada no conector de GFRP a uma velocidade constante de 2 mm/min até se atingir o pico de carga. A seguir, a velocidade é alterada para 4 mm/min, para que o ensaio se possa desenvolver mais rapidamente, mas sem perda de informação relativa ao comportamento do provete.

7.2.2 Provetes de teste

Os provetes de ensaio dividem-se em duas classes distintas, sendo cada uma delas destinada a obter modos de rotura diferentes. Os provetes dividem-se em provetes que originam uma rotura na zona inferior ao furo e provetes que originam uma rotura na zona lateral ao furo, com as dimensões apresentadas na Figura 7.4.

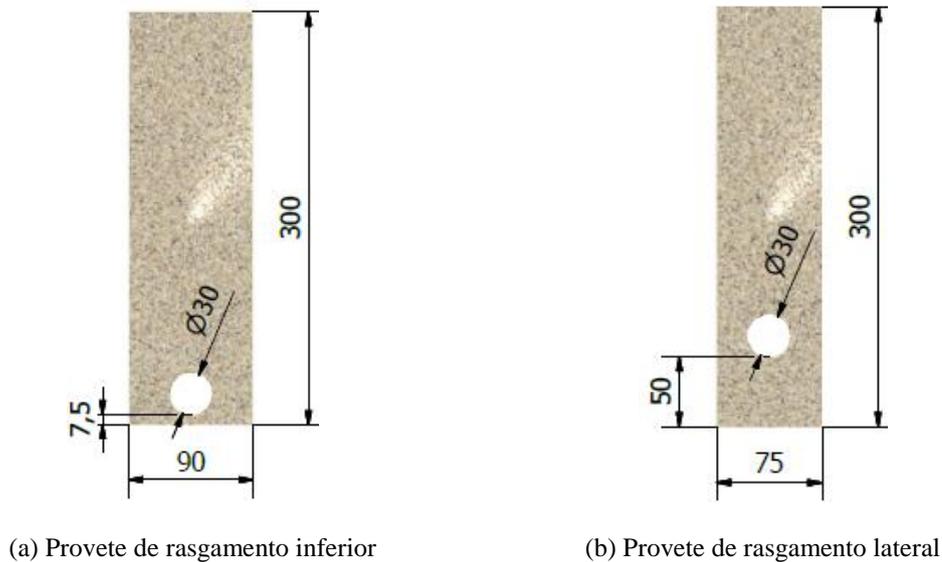
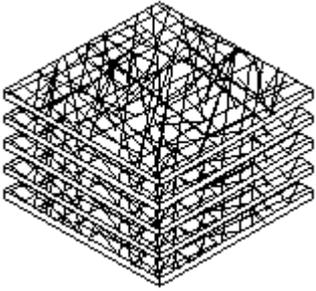
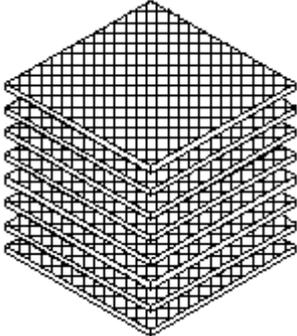
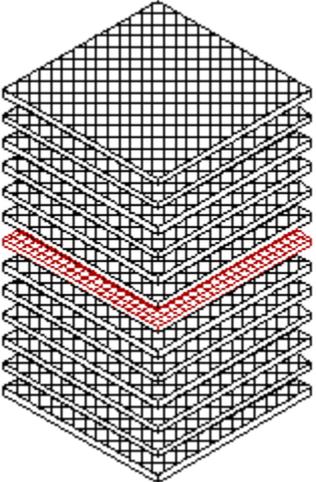
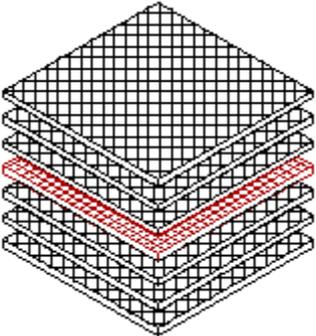


Figura 7.4 – Provetes de ensaio

Na execução deste ensaio consideraram-se 4 tipos de mantas de fibra de vidro, sendo que para cada manta e cada tipo de rotura foram testados um número mínimo de 3 provetes de GFRP. Os provetes considerados foram executados com a manta QUASI na espessura de 2,5 e 5,0 mm, com a manta CSM com espessura de 2,5 mm e também com a manta com fibras organizadas 100% a $\pm 45^\circ$, de espessura de 2,5 mm. O tipo de malhas usadas na elaboração de cada provete é descrito no Capítulo 3. Com base na quantidade de fibras pretendidas por cada direção e na espessura final requerida, as malhas são agrupadas de modo a satisfazer esses requisitos. Na Tabela 7.1 apresenta-se um esquema das mantas dos provetes de rasgamento a ensaiar.

A quantidade dos diferentes provetes testados encontra-se no esquema da Figura 7.5.

Tabela 7.1 – Composição dos provetes de rasgamento

Configuração	Espessura (mm)	Tipo de malhas	n° de camadas	Esquema
CSM	2,5	CSM MAT 450	5	
100% a $\pm 45^\circ$	2,5	EBX400	8	
80% a $\pm 45^\circ$ + 10% a 0° + 10% a 90°	5,0	EBX400	12	
		EBXS1200	1	
80% a $\pm 45^\circ$ + 10% a 0° + 10% a 90°	2,5	EBX400	6	
		EBXS600-E10	1	

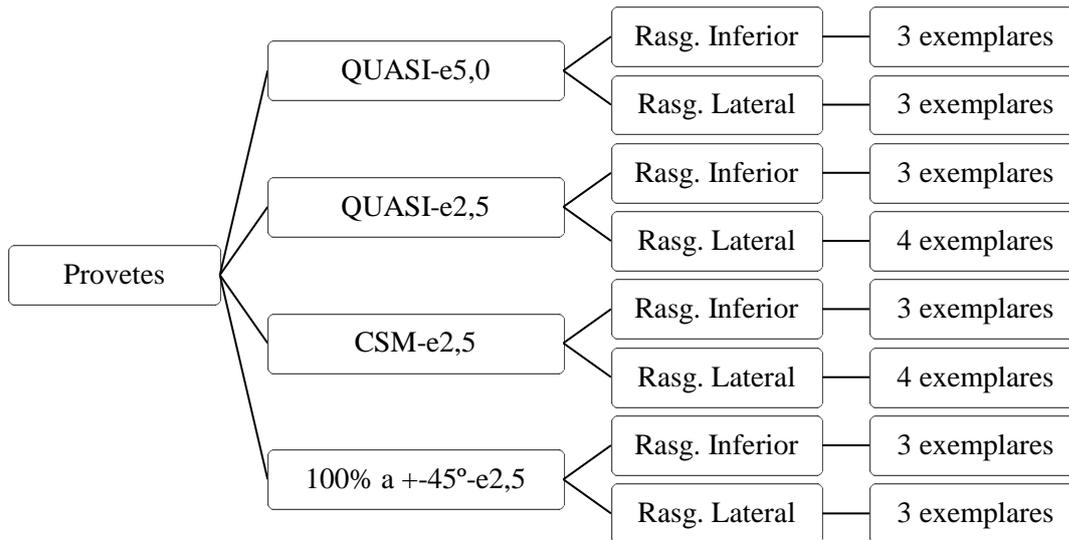


Figura 7.5 – Quantidades dos provetes de ensaio

7.2.3 Instrumentação e preparação do ensaio

Previamente à realização do ensaio, os provetes de rasgamento devem ser identificados, medidos, e instrumentados. A instrumentação aplicada nos ensaios de rasgamento consiste apenas na colocação de um extensómetro, denominado de *strain gauge*, num exemplar de cada tipologia ensaiada, e da colocação do *clip gauge* em todos os provetes, nas posições indicadas na Figura 7.6.

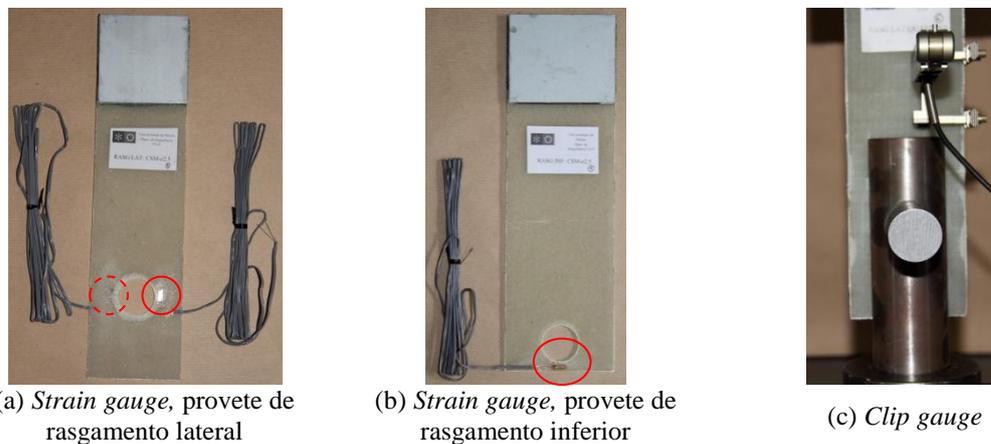


Figura 7.6 – Instrumentação utilizada

O *strain gauge* tem como objetivo permitir a medição de extensões no GFRP, na zona onde estes são colados. Para a sua colocação, é necessário proceder à regularização e limpeza da superfície do GFRP. O extensómetro é colocado nas zonas de possível rotura dos provetes, sendo que nos provetes de rasgamento lateral são colocados dois extensómetros, um na frente e outro no verso, em lados opostos, e nos provetes de rasgamento inferior, apenas se coloca um extensómetro na zona inferior. Para impedir o contacto do extensómetro com as paredes

do cilindro em aço, deve ser colocado revestimento com fita adesiva. Desta forma, impedem-se possíveis erros de leitura.

O *clip gauge* é um dispositivo com 50 mm de campo de medida. É colocado na zona central de cada um dos provetes para medir deformações longitudinais nos provetes de GFRP.

Todos os provetes são sujeitos à aplicação de esforços de tração segundo a configuração de ensaio já definida. As imagens apresentadas na Figura 7.7 e na Figura 7.8 ilustram a evolução do comportamento provete, no decorrer do ensaio.



Figura 7.7 – Evolução de um provete de rasgamento lateral de manta QUASI

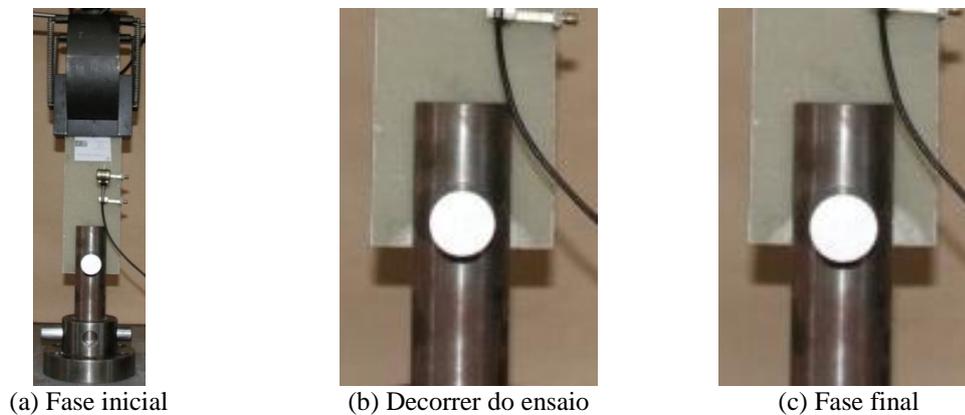


Figura 7.8 – Evolução de um provete de rasgamento inferior de manta CSM

7.2.4 Modos de rotura observados e resultados

Após concluídos os ensaios verifica-se que os modos de rotura coincidem com o previsto em grande parte das situações. Os provetes apresentam três tipos de rotura, que podem ocorrer de forma conjugada, isto é, um provete pode sofrer mais que um tipo de rotura em simultâneo. O esquema apresentada na Figura 7.9 pretende ilustrar as diferentes conjugações de modos de rotura.

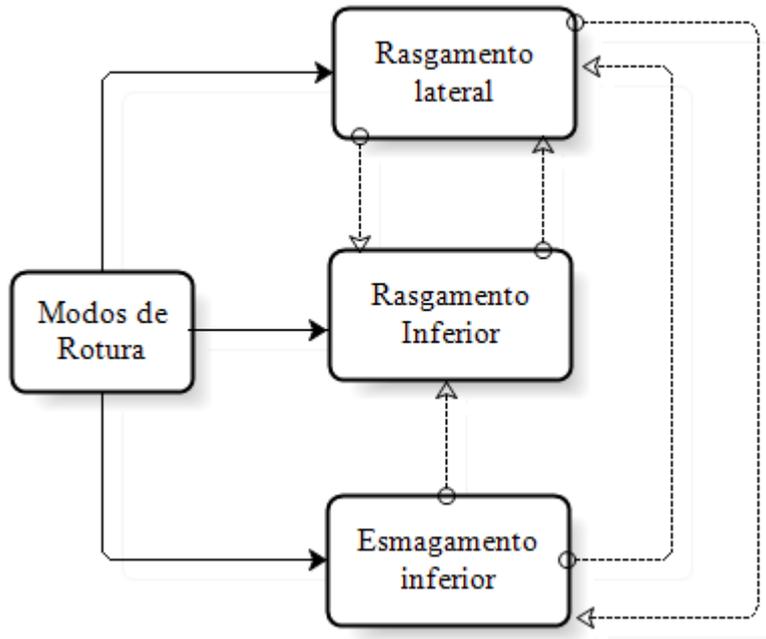


Figura 7.9 – Modos de rotura

Os modos de rotura inicialmente previstos eram o rasgamento lateral do provete e o rasgamento inferior. Verificou-se a ocorrência de um terceiro modo, correspondente ao esmagamento na zona inferior ao furo. O esquema apresentado na Figura 7.9 pretende elucidar a sequência e conjugação de modos de rotura.

A Tabela 7.2 apresenta para cada tipologia de provete testado o modo de rotura predominante.

Tabela 7.2 – Roturas predominantes nos provetes testados

Tipo de provete	Tipo de malha	Nº.	Modo de Rotura
Rasgamento lateral	CSM-e2,5	1	Rasgamento Lateral + Esmagamento
		2	Rasgamento Lateral + Esmagamento
		3	Esmagamento
		4	Rasgamento Lateral + Esmagamento
	QUASI-e2,5	1	Esmagamento
		2	Rasgamento Lateral
		3	Rasgamento Lateral
		4	Esmagamento
	100% a \pm 45°-e2,5	1	Rasgamento Lateral
		2	Rasgamento Lateral
		3	Rasgamento Lateral
	QUASI-e5,0	1	Rasgamento Lateral
		2	Rasgamento Lateral
		6	Rasgamento Lateral
	Rasgamento inferior	CSM-e2,5	1
2			Rasgamento Inferior
3			Rasgamento Inferior
QUASI-e2,5		1	Rasgamento Inferior
		2	Rasgamento Inferior
		3	Rasgamento Inferior
100% a \pm 45°-e2,5		1	Rasgamento Inferior
		2	Rasgamento Inferior + Rasgamento Lateral
		3	Rasgamento Inferior
QUASI-e5,0		1	Rasgamento Inferior
		2	Rasgamento Inferior
		3	Rasgamento Inferior

Os modos de rotura observados após o ensaio dos diferentes provetes apresentam-se na Tabela 7.3. Na referida tabela, apresenta-se também uma breve descrição acerca dos modos de rotura possíveis para os provetes consoante a sua tipologia.

Tabela 7.3 – Modos de rotura observados após ensaio

Tipologia	Tipos de rotura observados	Provetes após a rotura			
Rasg. Lat. CSM-e2,5	<p>Rotura predominantemente lateral ao orifício mas acompanhada pelo esmagamento da zona inferior do provete. Possibilidade de ocorrência apenas de esmagamento inferior, sem rotura lateral. A rotura lateral é frágil.</p>				
Rasg. Lat. Quasi-e2,5	<p>Semelhante ao que sucede na manta CSM. No entanto, a rotura lateral é mais dúctil e abrange uma maior área na lateral do furo. A rotura lateral é gradual. A fenda lateral surge primeiro num dos lados, levando à rotação da zona inferior do provete.</p>				
Rasg. Lat. 100% a +- 45°-e2,5	<p>A rotura lateral é acompanhada por esmagamento inferior, sendo a rotura mais dúctil que no CSM, mas semelhante à verificada no tipo QUASI. Ocorre também a rotação do provete na zona abaixo da abertura. A rotura lateral é gradual.</p>				
Rasg. Lat. Quasi-e5,0	<p>A ocorrência de esmagamento é inferior à verificada nas restantes tipologias. A rotura é lateral, afetando uma área localizada em volta da abertura. A rotura lateral é gradual. Também é visível a rotação da zona inferior do provete.</p>				

Tabela 7.3 – Modos de rotura observados após ensaio (continuação)

<p>Rasg. Inf. CSM-e2,5</p>	<p>A rotura dá-se inicialmente na parte de menor dimensão abaixo do furo. De seguida surgem fendas oblíquas ao furo. Possibilidade de surgirem fendas laterais.</p>			
<p>Rasg. Inf. Quasi-e2,5</p>	<p>O modo de rotura é semelhante ao observado com os provetes de manta CSM.</p>			
<p>Rasg. Inf. 100% a +- 45° e2,5</p>	<p>O modo de rotura é semelhante ao observado com os provetes de manta CSM</p>			
<p>Rasg. Inf. Quasi-e5,0</p>	<p>O modo de rotura é semelhante ao observado com os provetes de manta CSM</p>			

A observação dos modos de rotura põe em evidência a constância das roturas nos diferentes provetes. Com base nas observações realizadas no decorrer dos ensaios e nas roturas observadas, é possível estabelecer quatro modos de rotura típicos. A sequência de rotura apresentada na Figura 7.10 corresponde à evolução de uma rotura na zona inferior ao furo.

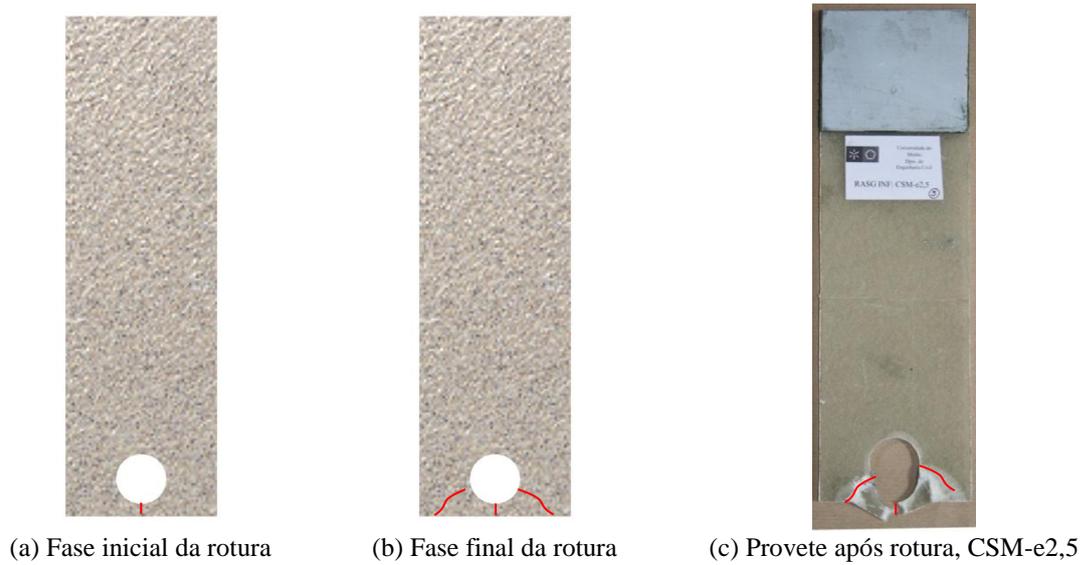


Figura 7.10 – Rotura na zona inferior ao furo, num provete CSM

Na Figura 7.11 apresenta-se a evolução da rotura na zona lateral de um provete com manta QUASI.

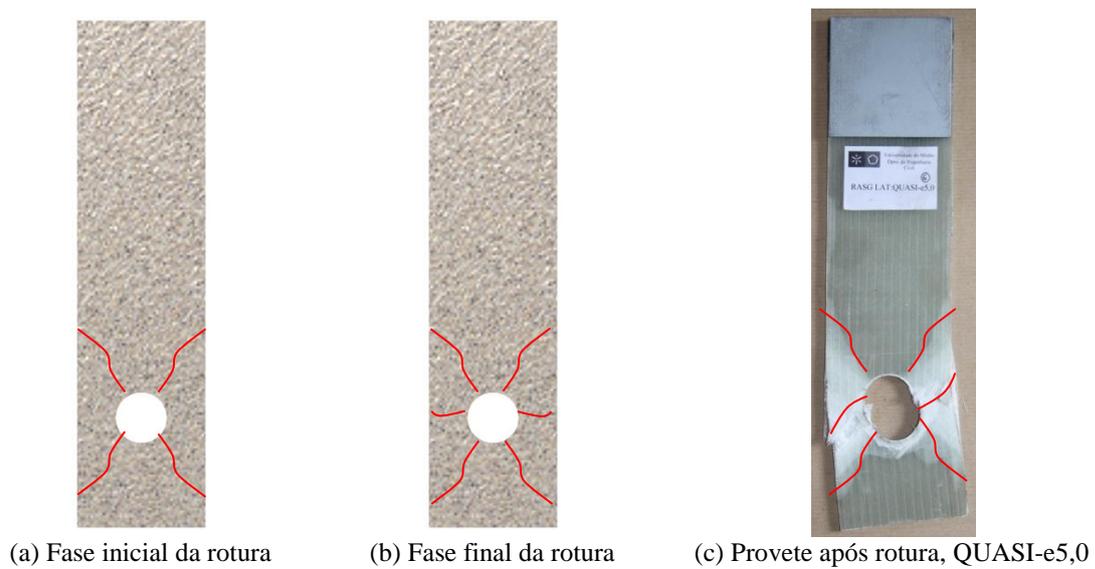


Figura 7.11 – Rotura na zona lateral ao furo, num provete QUASI

A rotura na zona lateral de um provete com manta CSM é mais frágil, ocorrendo geralmente acompanhada pelo esmagamento na zona inferior ao furo, como se verifica na Figura 7.12.

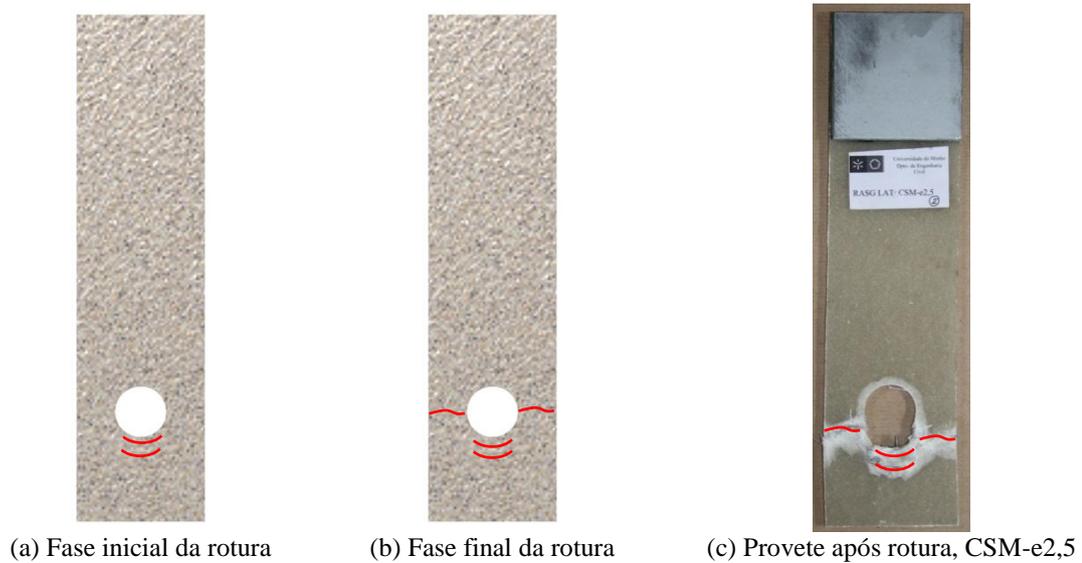


Figura 7.12 – Rotura na zona lateral ao furo, num provete CSM

O esmagamento dos provetes pode ocorrer isoladamente como um único modo de rotura, tal como apresentado na Figura 7.13, onde se verifica um esmagamento progressivo da zona inferior ao furo, que ocorre até o limite inferior do provete ser atingido.

Verificou-se também, que para um mesmo tipo de provete podem ocorrer diferentes tipos de rotura, o que pode indicar que as cargas que originam as diferentes roturas são muito próximas.

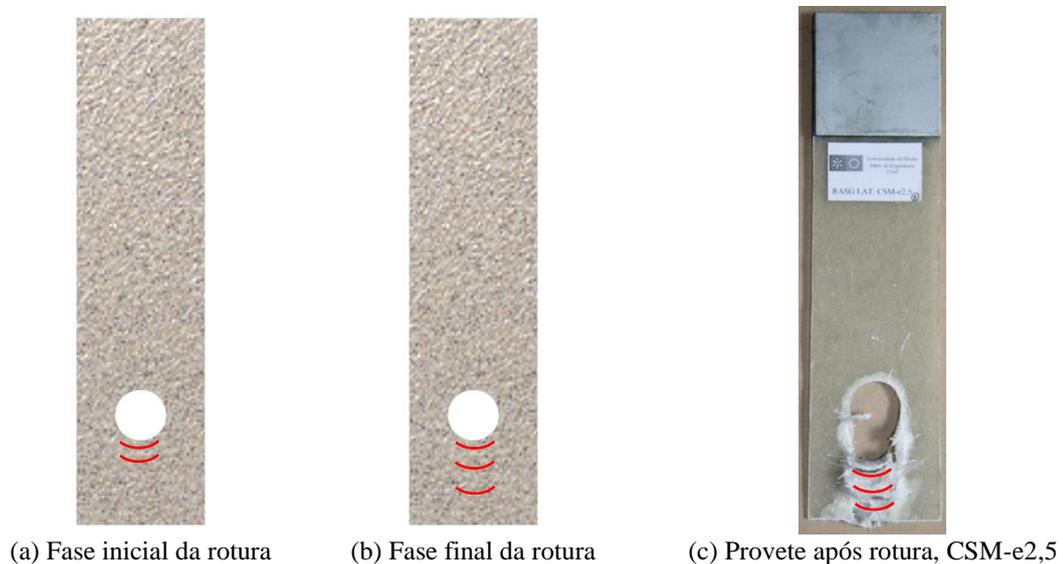


Figura 7.13 – Rotura por esmagamento de um provete

Algumas das roturas observadas nestes ensaios podem ser encontradas nos de tipo *pull-out* com conectores embebidos. Nos ensaios de tipo *pull-out* encontram-se modos de rotura de rasgamento lateral e modos de rotura de rasgamento inferior.

Os ensaios realizados permitem também obter resultados em termos de carga última, tal como se apresenta na Tabela 7.4. Estes resultados permitem aferir que para a mesma tipologia

de conector e para a mesma espessura, os valores de carga última são da mesma ordem de grandeza, independentemente da orientação da malha escolhida. O acréscimo na espessura dos provetes traduz-se num acréscimo de carga última proporcional. Um outro aspeto a destacar é o facto das cargas últimas que originam a rotura lateral serem superiores às que originam a rotura inferior, para todas as tipologias analisadas.

Tabela 7.4 – Resultados dos ensaios de rasgamento

Tipo de provete	Tipo de malha	Nº.	Carga última (kN)	Carga média (kN)	DP (kN)	Coef. de variação (%)
Rasgamento lateral	CSM-e2,5	1	7,10			
		2	11,93	9,78	1,76	18,02
		3	10,52			
		4	9,55			
	QUASI-e2,5	1	12,21			
		2	-			
		3	13,25			
		4	11,40			
	100% a ± 45°-e2,5	1	11,36	11,09	0,36	3,23
		2	11,32			
		3	10,58			
	QUASI-e5,0	1	24,61	26,27	1,18	4,49
2		26,93				
6		27,26				
Rasgamento inferior	CSM-e2,5	1	6,31	6,53	0,27	4,16
		2	6,91			
		3	6,36			
	QUASI-e2,5	1	6,59	6,25	0,46	7,39
		2	5,60			
		3	6,57			
	100% a ± 45°-e2,5	1	6,24	6,29	0,06	0,98
		2	6,26			
		3	6,38			
	QUASI-e5,0	1	13,31	13,00	0,27	2,08
		2	13,04			
		3	12,65			

Nos provetes de caracterização, a tensão de compressão determina-se através da relação entre a força máxima aplicada pelo atuador e a sua área de contacto com os provetes.

Com base nas cargas máximas obtidas para cada provete é possível estimar a tensão última em duas posições. Numa zona 1, onde se encontra o furo, e numa zona 2, que corresponde à largura integral do provete. O cálculo das referidas tensões é realizado com base nas Equações (7.1) e (7.2),

$$\sigma_1 = \frac{F_{max}}{A_1} = \frac{F_{max}}{(a + b) \times e} \quad (7.1)$$

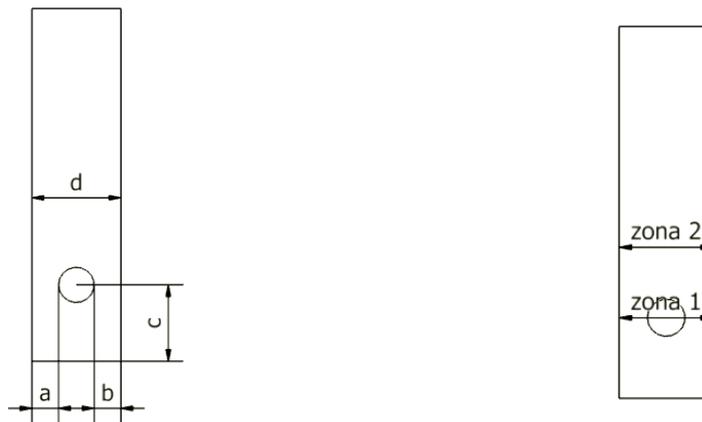
$$\sigma_2 = \frac{F_{max}}{A_2} = \frac{F_{max}}{d \times e} \quad (7.2)$$

onde,

F_{max} – é a força máxima aplicada no provete;

A_1 e A_2 – é a área de aplicação da carga em cada provete.

As áreas são determinadas com base nas dimensões do provete identificadas na Figura 7.14.



(a) Nomenclatura das dimensões dos provetes

(b) Zonas de cálculo das tensões

Figura 7.14 – Definição das dimensões dos provetes, necessárias ao cálculo das tensões

Os resultados relativos às tensões são apresentados na Tabela 7.5. É possível constatar que a tensão na zona do furo é superior à tensão na zona integral do provete. Um outro aspeto a destacar é o facto de as tensões serem de grandeza semelhante nas diferentes tipologias dos provetes.

Tabela 7.5 – Resultados das tensões determinadas para os provetes em análise

Tipo de provete	Tipo de malha	Provete	σ_1 (MPa)	σ_1 média (MPa)	DP (MPa)	Coef. de variação (%)	σ_2 (MPa)	σ_2 média (MPa)	DP (MPa)	Coef. de variação (%)
Rasgamento lateral	CSM-e2,5	1	61,67				37,46			
		2	101,92	84,51	13,28	15,71	62,44	51,41	8,18	15,92
		3	91,80				55,54			
		4	82,63				50,18			
	QUASI-e2,5	1	104,18				64,10			
		2	-	104,52	5,97	5,71	-	64,38	3,57	5,54
		3	113,13				69,55			
		4	96,24				59,48			
	100% a \pm 45°-e2,5	1	96,56				59,73			
		2	97,44	94,71	2,83	2,98	59,63	58,24	1,76	3,03
		3	90,12				55,36			
	QUASI-e5,0	1	103,49				64,30			
2		113,77	111,39	4,97	4,46	71,06	68,97	2,87	4,16	
6		116,92				71,56				
Rasgamento inferior	CSM-e2,5	1	41,23				27,73			
		2	45,15	42,59	1,57	3,68	30,33	28,64	1,04	3,62
		3	41,39				27,86			
	QUASI-e2,5	1	42,25				28,94			
		2	36,15	40,23	2,50	6,21	24,50	27,40	1,77	6,47
		3	42,28				28,75			
	100% a \pm 45°-e2,5	1	40,55				27,40			
		2	39,94	40,57	0,45	1,11	27,31	27,56	0,25	0,89
		3	41,22				27,95			
	QUASI-e5,0	1	43,36				29,19			
		2	42,63	42,53	0,62	1,47	28,97	28,69	0,48	1,69
		3	41,60				27,91			

Nos ensaios realizados foi possível obter resultados relativos à evolução da carga aplicada e deslocamento interno da prensa. Verificou-se que essa evolução é semelhante em cada tipologia estudada, pelo que apenas se apresenta uma figura tipo para cada malha estudada. Na Figura 7.15 são apresentados os gráficos relativos aos provetes tipo de rasgamento inferior.

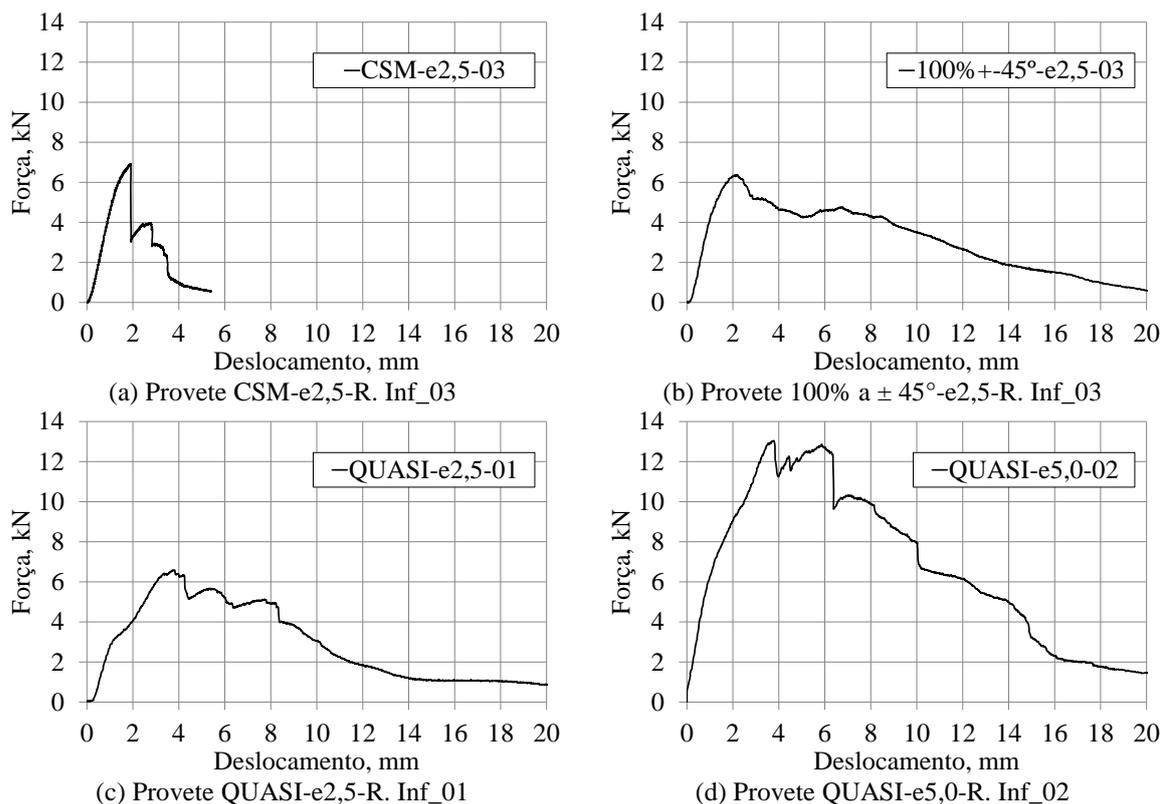


Figura 7.15 – Curvas de carga vs. deslocamento de um provete tipo de rasgamento inferior

Com a Figura 7.16 pretende-se estabelecer uma comparação entre os diferentes tipos de provetes de rasgamento inferior. Consta-se que a rotura mais frágil é obtida pelos provetes executados em malha CSM. Esta fragilidade traduz-se pela perda de carga abrupta que se verifica após o provete atingir a carga máxima, em simultâneo com um deslocamento que é mais reduzido que nos restantes tipos de provete. O comportamento dos provetes QUASI-e2,5 e 100% a $\pm 45^\circ$ é muito semelhante no que respeita a carga máxima e capacidade de deformação. Um aspeto que se pode destacar é o facto de nos provetes QUASI, de ambas as espessuras testadas, antes de atingir a carga máxima (ainda em fase elástica), ocorrer uma mudança de rigidez, como se verifica na Figura 7.16. No entanto, a rigidez inicial é semelhante em todos os provetes.

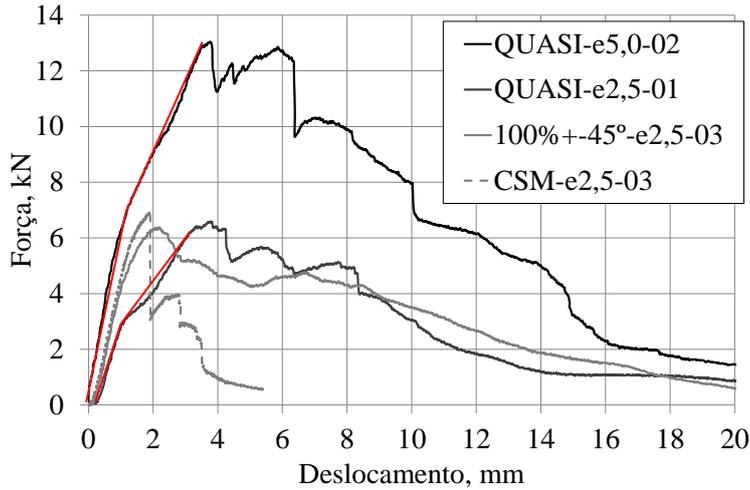


Figura 7.16 – Compilação das curvas tipo de carga vs. deslocamento de provetes de rasgamento inferior

A análise anterior repetiu-se para os provetes de rasgamento lateral e apresenta-se os correspondentes resultados na Figura 7.17. Comparativamente com os provetes de rasgamento inferior, a rotura lateral é mais dúctil o que é previsível uma vez que a camada de GFRP lateral a romper é maior e tende a funcionar à tração. A espessura lateral sendo mais elevada que a inferior proporciona uma carga de rotura mais elevada em provetes com o mesmo tipo de malha.

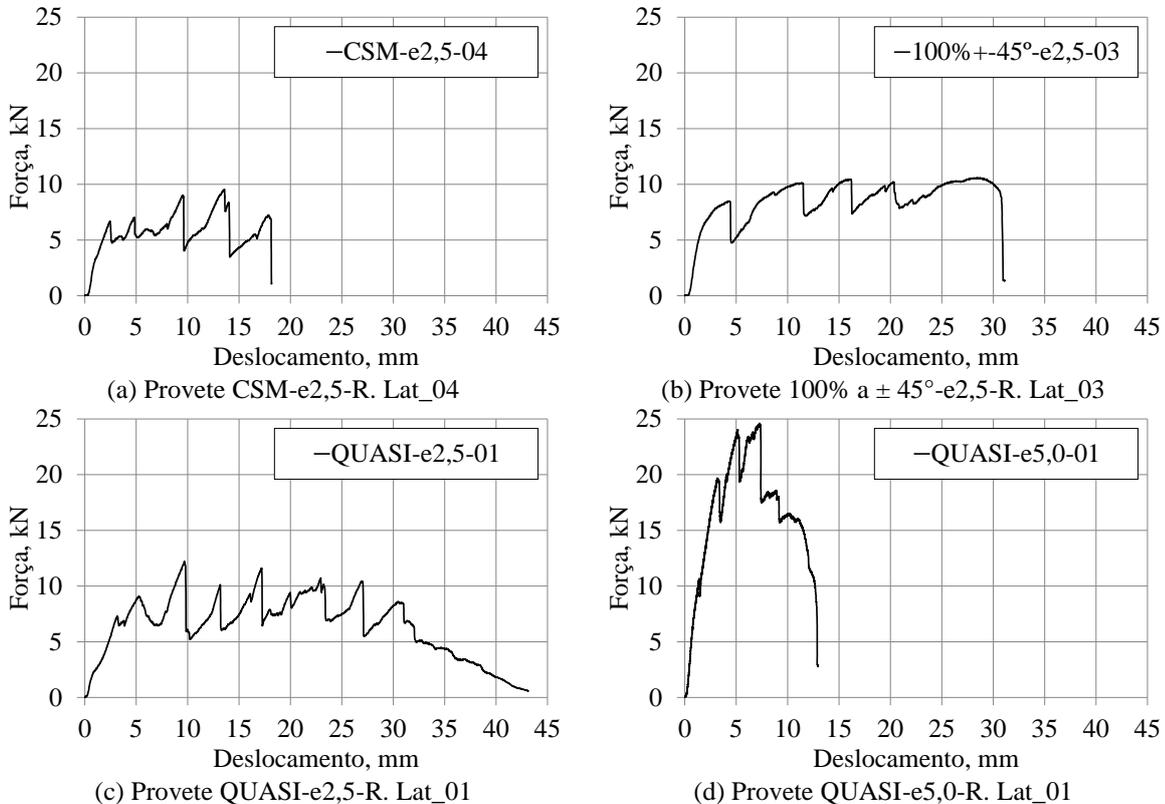


Figura 7.17 – Curvas de carga vs. deslocamento de um provete tipo de rasgamento lateral

Na Figura 7.18 apresenta-se uma comparação dos provetes tipo de rasgamento lateral. Verifica-se que o comportamento de todos os provetes é semelhante, sendo caracterizado por quedas de carga repentinas, seguidas de recuperação da mesma. Até à rotura final dos diferentes provetes, estes permitem mobilizar um elevado deslocamento.

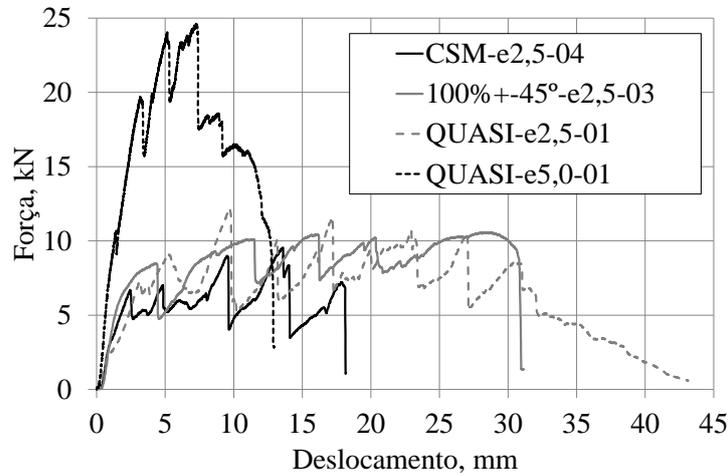


Figura 7.18 – Compilação das curvas tipo de carga vs. deslocamento de provetes de rasgamento lateral

Instrumentou-se um exemplar de cada tipologia estudada com extensómetros, como se apresenta na Figura 7.19, de forma a efetuar uma análise das deformações ocorridas durante os ensaios.

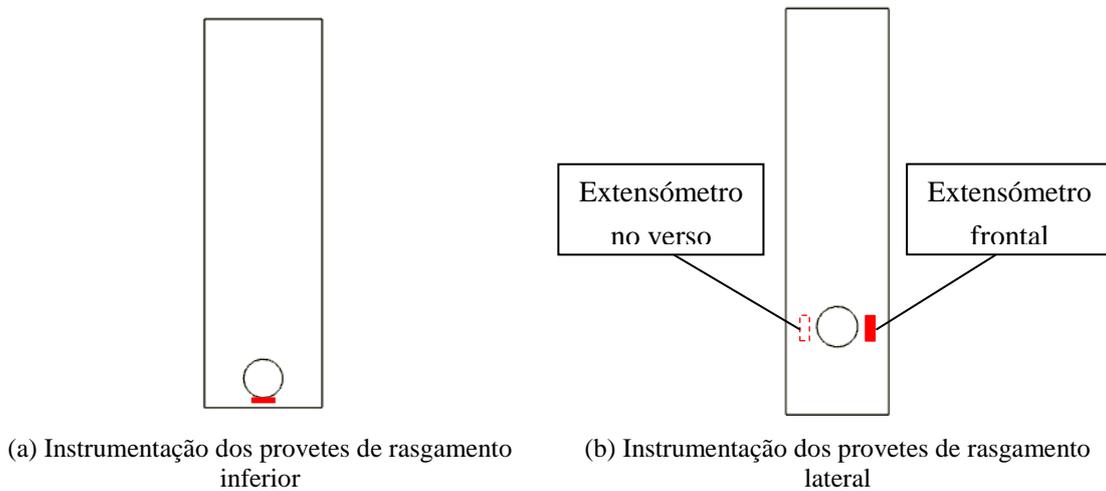


Figura 7.19 – Instrumentação dos provetes de ensaio

Os extensómetros não permitiram uma leitura completa do decorrer de todo o ensaio, pois à medida que as fibras rompem, ficam danificadas. As leituras válidas permitem obter os gráficos apresentados na Figura 7.20 para os provetes de rasgamento inferior e na Figura 7.21 para os provetes de rasgamento lateral.

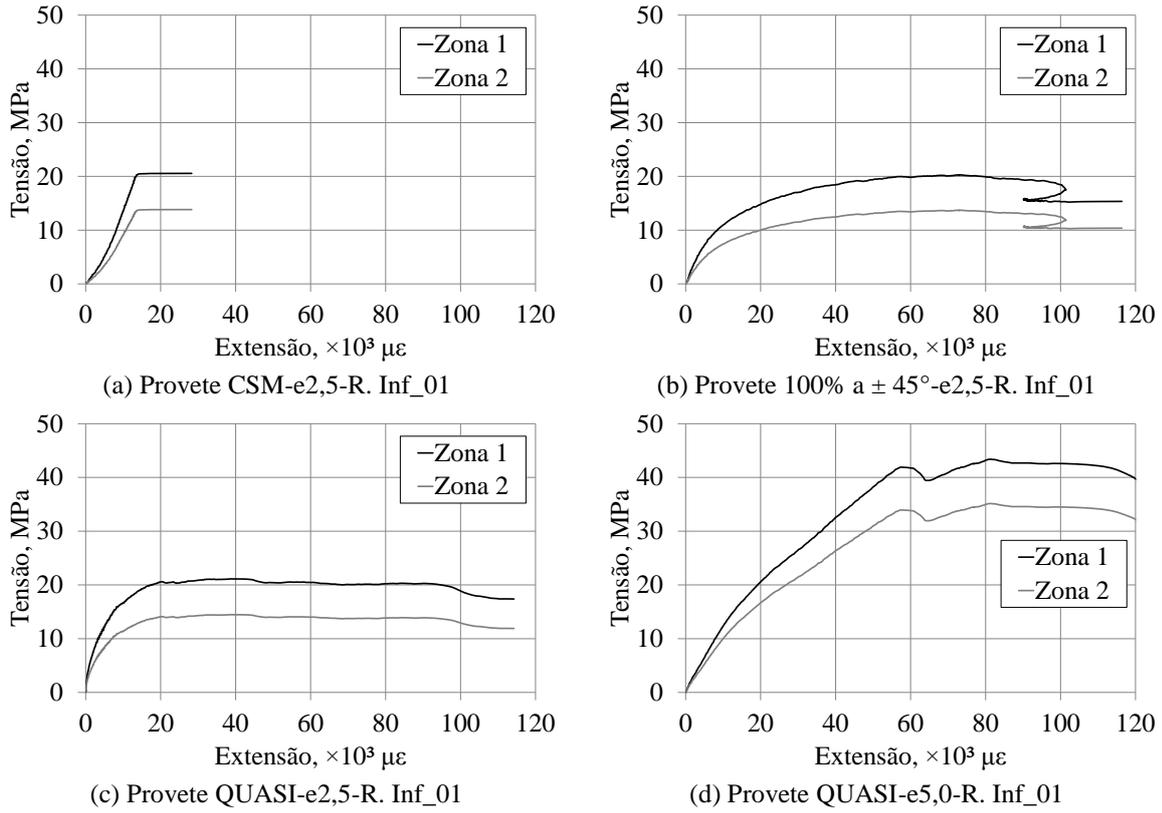


Figura 7.20 – Curvas de tensão-extensão dos provetes de rasgamento inferior

Os provetes de rasgamento lateral foram instrumentados com dois *strain gauges*, colocados de lados opostos em ambas as faces do provete. Desta forma, apresentam-se resultados das duas leituras, onde se verifica que o comportamento dos dois lados do provete é muito semelhante.

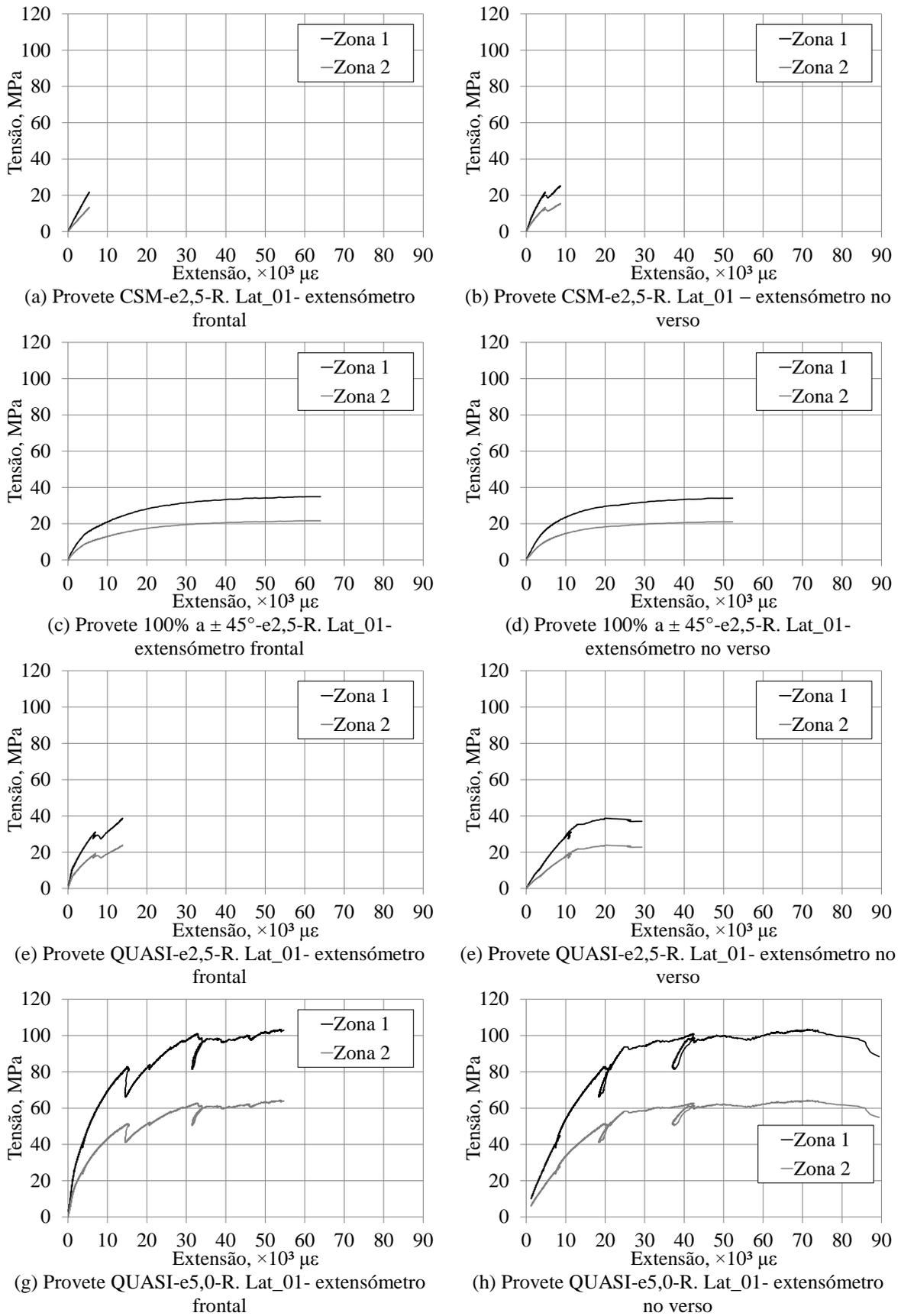


Figura 7.21 – Curvas de tensão-extensão dos provetes de rasgamento lateral

Um exemplar dos provetes foi instrumentado de forma mais completa. Com esta instrumentação pretende-se avaliar as evoluções da extensão à volta do furo. A instrumentação adotada é apresentada na Figura 7.22.

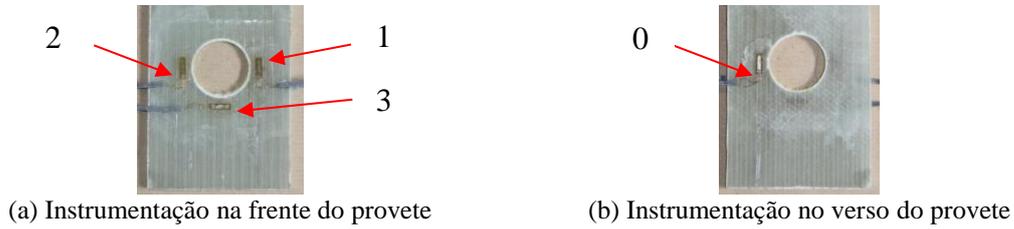


Figura 7.22 – Instrumentação do provete QUASI-e5,0-R. Lat_01

A análise efetuada para a instrumentação descrita é semelhante à que foi efetuada para os restantes provetes. Apresentam-se na Figura 7.23 as curvas de tensão vs. extensão nas duas zonas de estudo: a Zona 1 corresponde ao local do furo, e a Zona 2 corresponde à parte integral do provete.

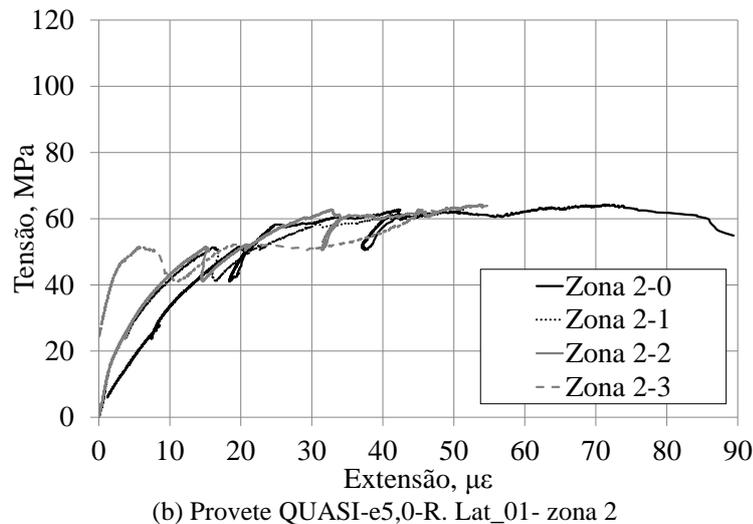
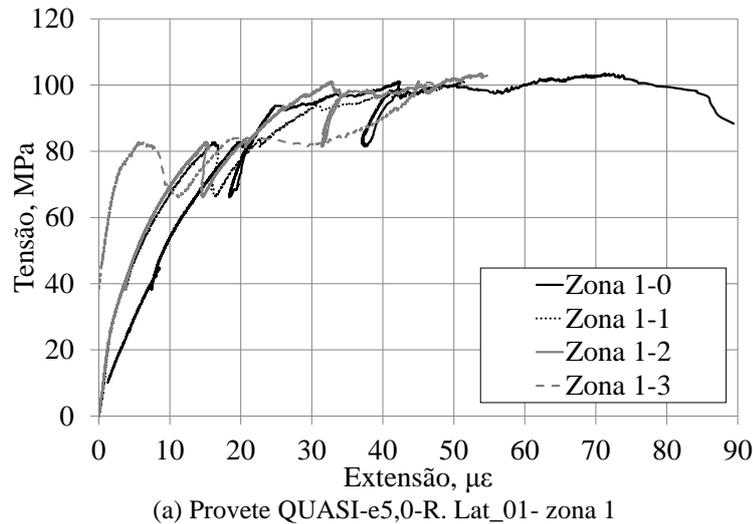


Figura 7.23 – Curvas de tensão-extensão do provete QUASI-e5,0-R. Lat.

Dos gráficos apresentados verifica-se que o comportamento das fibras nos locais dos extensómetros 1 e 2 são muito semelhantes, o que significa que a evolução das extensões nos dois lados do furo é semelhante, comprovando que o comportamento dos provetes tende a ser simétrico. Por sua vez, o extensómetro 0 tem um comportamento semelhante aos anteriores mas desfasado em extensão, mostrando que há alguma variação na distribuição de esforços ao longo da espessura do furo, embora esta não pareça muito significativa. O extensómetro colocado na parte inferior do provete apresenta um comportamento distinto dos anteriores, medindo valores de extensão inferiores aos medidos pelos extensómetros posicionados na zona lateral. Nesta zona do provete, verifica-se que este possui maior rigidez inicial, o que se justifica pela maior altura do provete neste local. A maior deformação do provete concentra-se nas zonas laterais ao furo, embora se possa observar que, para a tensão máxima, a deformação na zona inferior ao furo também é elevada

À exceção das malhas com espessura de 5 mm, verifica-se que as cargas que originam os diferentes modos de rotura são todas muito semelhantes, quer para os provetes de rasgamento inferior, quer para os provetes de rasgamento lateral. O acréscimo de fibras a 0 e 90° nas mantas QUASI não se traduz num acréscimo relevante de carga nem ductilidade, relativamente às mantas com fibras orientadas apenas a $\pm 45^\circ$.

Este tipo de ensaio é de *setup* de execução relativamente simples e permitiu obter resultados do efeito de pino de uma abertura isolada num conector em GFRP, pois os provetes propostos para este conjunto de ensaios apresentam apenas um furo isolado. Este tipo de ensaio não permite obter resultados relativos ao efeito de pino de vários furos a funcionar em conjunto, mas permite obter um limite inferior da resistência do conector, ao considerar o comportamento isolado de cada furo. Os gráficos das curvas força *versus* deslocamento relativos aos restantes provetes ensaiados são apresentados no Anexo 7.1.

Metodologias Analíticas

8.1 Introdução

Na elaboração do projeto de uma estrutura que utiliza painéis *sandwich* do tipo daqueles que se descrevem nesta dissertação, é essencial dispor de expressões analíticas que permitam determinar a capacidade resistente dos conectores de GFRP que vão ser utilizados. A existência deste tipo de ferramenta facilita e agiliza todo o processo de conceção e dimensionamento deste tipo de solução estrutural. Na sua ausência, será sempre necessário recorrer a metodologias mais complexas, trabalhosas ou dispendiosas, como sejam, a realização de ensaios experimentais ou a elaboração de modelos numéricos, caso estes sejam viáveis.

Normalmente, o desenvolvimento deste tipo de ferramentas tem por base os resultados obtidos num conjunto significativo de ensaios experimentais ou numéricos, capazes de caracterizar os principais fenómenos associados ao seu comportamento. A adaptação ou implementação de uma metodologia analítica do tipo descrito envolve um processo de avaliação que estime a sua concordância com resultados experimentais obtidos. Este processo denomina-se de validação do método. O objetivo da validação consiste em demonstrar que o método analítico é adequado.

A execução de trabalhos experimentais permite pôr em evidência os diversos parâmetros intervenientes no modelo analítico. O método analítico só poderá ser considerado válido se conseguir responder com fiabilidade ao comportamento previsto.

Este capítulo pretende abordar metodologias analíticas para a previsão do comportamento de conectores planos realizados em GFRP, permitindo estimar a sua resistência. Até ao presente, não existem expressões analíticas capazes de quantificar a capacidade resistente de conectores planos em GFRP. No entanto, existem expressões capazes de o fazer para conectores em aço, de geometria semelhante, destinados à utilização em vigas mistas. Estas expressões servem de base às novas equações a definir para conectores realizados em GFRP.

Com base em modelos analíticos poder-se-á estimar o comportamento do conector em GFRP até à rotura, tendo em conta as respetivas especificidades geométricas.

Nos capítulos anteriores, descrevem-se as campanhas experimentais realizadas para caracterizar o comportamento dos conectores de GFRP, através de ensaios de tipo *push-out*, de tipo *pull-out* e de rasgamento. Os ensaios de tipo *push-out* e de tipo *pull-out* são realizados com provetes mistos, onde é possível avaliar as componentes relativas ao betão e ao conector em GFRP, e os ensaios de rasgamento que apenas permitem avaliar componentes relativas ao conector em GFRP. Assim sendo, procura-se estabelecer expressões que permitam estimar o valor da carga máxima associada a um conector plano, tendo em conta que o modo de rotura pode ser condicionado pelo comportamento do betão ou pelo comportamento do conector de GFRP.

8.2 Caraterização dos conectores de GFRP

O comportamento de conectores de GFRP inseridos num elemento de betão é complexo, devendo ser inicialmente caracterizado a partir de ensaios realizados em laboratório.

A obtenção de um modelo analítico que permita determinar a capacidade resistente de um conector, sem necessidade de recorrer a um estudo experimental, implica a criação de uma base de dados consolidada, de forma a obter um modelo que seja o mais fiável possível. Embora já tenham sido realizados alguns ensaios por Ferreira (2011), complementares aos apresentados nesta dissertação, considera-se que o conjunto de resultados obtidos até ao momento pode ainda não ser suficiente para que os modelos a determinar se considerem fiáveis. Pretende-se, assim, com este capítulo, elucidar para a possibilidade de criação de um modelo analítico, bem como dos aspetos que ainda necessitem de ser aprofundados.

Nos provetes ensaiados foram utilizados dois tipos de material: betão e GFRP. A caracterização mecânica destes materiais é realizada para as diferentes tipologias estudadas, permitindo obter as características mecânicas de cada material. No betão com e sem fibras de reforço realizaram-se ensaios de compressão. O GFRP foi caracterizado recorrendo a ensaios de tração direta.

Para compreender o comportamento ao corte dos conectores, foram executados ensaios de tipo *push-out* em modelos de tamanho reduzido, dos quais se obteve curvas que relacionam força e escorregamento. A partir das curvas de força-escorregamento, consegue-se determinar a resistência dos conectores, bem como classificar o seu comportamento quanto à ductilidade.

Por sua vez, a caracterização à tração dos conectores foi realizada, recorrendo a ensaios de tipo *pull-out*. Destes ensaios obtiveram-se igualmente curvas que relacionam força com escorregamento, a partir das quais se retira o valor da carga máxima e da deformação da ligação entre GFRP e betão.

O efeito de pino tem elevada importância no comportamento de um conector embebido com furos, pelo que se procedeu ao ensaio de provetes de GFRP com um único furo – ensaio de rasgamento. Este ensaio permite avaliar o comportamento do conector em GFRP em termos de carga máxima e extensões máximas, sem ter em conta a sua interação com a envolvente de betão, mas simulando algumas das condições inerentes à sua presença.

Em cada ensaio foram estudadas diferentes tipologias, de forma a alargar a variabilidade de parâmetros influentes analisados. Com base nos resultados obtidos em todas as campanhas experimentais realizadas, será possível definir quais as variáveis a incluir num modelo analítico, de forma a traduzir fidedignamente os diferentes mecanismos resistentes.

8.3 Modelos matemáticos pré-existentes para conectores em chapa perfurada (tipo *Perfobond*)

Os modelos matemáticos pré-existentes que servem de base a este capítulo foram estabelecidos para conectores em chapa perfurada de aço. Embora a configuração do conector aqui estudado seja semelhante à dos conectores que serviram de base à definição das equações de base utilizadas, os materiais utilizados são diferentes.

O conector *perfonbond*, apresentado na Figura 8.1, consiste numa chapa de aço plana com furos circulares, que é soldada ao perfil metálico, ficando depois embebida na laje de betão, após betonagem. O conector é rígido e sofre apenas deformações elásticas de pequena magnitude, em serviço. O seu comportamento mecânico depende do corte duplo do betão confinado dentro dos furos do conector, caracterizando o efeito de pino, da resistência frontal do conector e da área de corte do conector (Veríssimo, 2007).

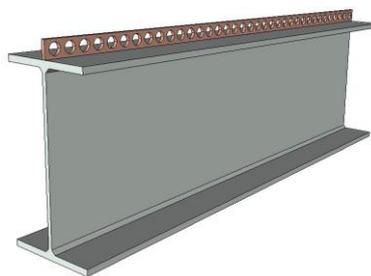


Figura 8.1 – Conector *perfonbond* originalmente criado por Leonhardt et al. (1987)

Os resultados de ensaios anteriormente realizados demonstram que existe uma relação estreita entre a resistência à compressão do betão utilizado e a resistência ao corte dos pinos de betão (Kraus e Wurzer, 1997). Observa-se também que a armadura transversal, o diâmetro dos furos e a espessura da chapa do conector influenciam a resistência última da conexão. Quando os furos são maiores, a rotura do betão por compressão na região de contato com a parede de furo dá-se sob tensões um pouco menores, embora a capacidade última aumente. À medida

que a dimensão dos furos aumenta, a sua forma deixa de ter influência relevante no comportamento (Kraus e Wurzer, 1997).

Oguejiofor (1994), nos seus estudos com conectores *perfobond*, propôs uma expressão para avaliar a resistência global do conector, dada pela Equação (8.1). Esta equação foi obtida com base nos resultados de ensaios *push-out* efetuados por este autor,

$$q_u = \beta_1 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_2 A_{tr} f_{yr} + \beta_3 A_{cd} \sqrt{f_c} \quad (8.1)$$

onde,

q_u – é a capacidade resistente por conector (em kN);

A_{cc} – é a área da laje ao corte à volta do conector (mm^2);

f_c – é a resistência à compressão do betão (MPa);

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

f_{yr} – é a tensão de cedência do aço da armadura transversal (MPa);

A_{cd} – é a área dos pinos de betão (mm^2);

$\beta_1, \beta_2, \beta_3$ – são coeficientes de regressão a serem determinados a partir de uma análise de regressão múltipla realizada sobre os resultados experimentais.

O primeiro termo da equação refere-se ao corte da laje de betão, o segundo termo refere-se à contribuição da armadura transversal, e o último termo é a parcela referente ao efeito de pino.

Segundo Oguejiofor (1994), os pinos de betão sofrem corte segundo dois planos. Assim, a área A_{cd} é traduzida pela Equação (8.2), onde n é o número de furos do conector e D o diâmetro dos mesmos.

$$A_{cd} = 2n \times \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \quad (8.2)$$

Os elementos constantes podem ser incluídos nos coeficientes de regressão, como o 2, π e 4. Assim, a terceira parcela da Equação (8.1) toma o formato de, $\beta_3 n D^2 \sqrt{f_c}$. Reescrevendo a equação que permite avaliar a resistência dos conectores *perfobond*, proposta por Oguejiofor (1994), obtém-se a Equação (8.3).

$$q_u = \beta_1 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_2 A_{tr} f_{yr} + \beta_3 n D^2 \sqrt{f_c} \quad (8.3)$$

Mais tarde, Oguejiofor e Hosain (1997) propuseram um novo modelo para estimar a resistência do *perfobond*, que incorporava a contribuição da resistência frontal do conector. Esse modelo, já com os coeficientes ajustados por uma análise de regressão múltipla, é expresso pela Equação (8.4),

$$q_u = \beta_1(t_{sc}h_{sc}f_c) + \beta_2\left(n2\pi\frac{D^2}{4}\sqrt{f_c}\right) + \beta_3A_{cc}\sqrt{f_c} + \beta_4(A_{tr}f_{yr}) \quad (8.4)$$

onde,

h_{sc} – é a altura do conector (mm);

t_{sc} – é a espessura do conector (mm);

D – é o diâmetro dos furos do conector (mm);

n – é o nº de furos (mm);

A_{tr} – é a área total de armadura transversal (mm²);

β_1, β_2 – são coeficientes de regressão.

O primeiro termo representa a força de compressão frontal dada pelo produto entre a área frontal do conector e a resistência à compressão do betão. O segundo termo representa o corte duplo dos pinos de betão. A terceira parcela corresponde à área de corte do pano de betão e a última parcela corresponde à contribuição da armadura.

Veríssimo (2007) propôs outro modelo que incorpora modificações no modo de considerar a influência da armadura e da resistência frontal do conector. A parcela da resistência frontal foi acrescida de um fator que leva em consideração a excentricidade do conector em relação à espessura da laje de betão; e na parcela correspondente à influência da armadura, substituiu-se o termo $A_{tr}f_{yr}$ pela taxa geométrica de armadura, traduzida pelo fator $\frac{A_{tr}}{A_{cc}}$. No entanto, a contribuição dos furos do conector na resistência global foi considerada da mesma forma que por Oguejiofor e Hosain (1994),

$$q_u = \beta_1\sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}}(h_{sc} - t_{PL})t_{sc}f_c + \beta_2nD^2\sqrt{f_c} + \beta_3A_{cc}\sqrt{f_c} + \beta_4\left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}}\right) \quad (8.5)$$

onde,

t_{PL} – é a espessura da pré-laje (mm);

t_c – é a espessura da camada de betão no ensaio *push-out* (mm);

$\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ – são coeficientes de regressão.

Kraus e Wurzer (1997) propuseram uma equação para estimar a resistência de um pino do conector *perforbond*, que toma a forma apresentada na Equação (8.6),

$$q_u = \beta f_c D t_{sc} \quad (8.6)$$

Será com base nestas equações que se iniciará o processo de criação de uma equação que permita estimar a capacidade resistente de um conector plano perfurado realizado em GFRP.

8.4 Modelos analíticos

8.4.1 Parâmetros a considerar

As equações dos modelos matemáticos pré-existentes incluem os parâmetros que são condicionantes na contabilização da resistência do conector GFRP. No entanto, existem mais variáveis disponíveis e será definida a pertinência de incluí-las ou não num modelo analítico. Os parâmetros a considerar compreendem variáveis geométricas dos provetes e características dos materiais obtidas na respetiva caracterização mecânica. Os parâmetros selecionados são listados na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Parâmetros a considerar

Designação	Descrição
t_{GFRP}	Espessura do conector (mm)
h_{GFRP}	Altura embebida do conector (mm)
l_{GFRP}	Comprimento longitudinal do conector (mm)
n	Números de aberturas
D	Diâmetro das aberturas (mm)
A_n	Área dos pinos/ aberturas (mm ²)
d_{int}	Distância entre aberturas (mm)
d_b	Distância do furo ao bordo (mm)
$A_{GFRP/c}$	Área de contacto do GFRP com o betão (mm ²)
l_c	Comprimento da laje de betão (mm)
t_c	Espessura da laje de betão (mm)
E_c	Módulo de elasticidade do betão (GPa)
f_c	Tensão média do betão à compressão (MPa)
f_{GFRP}	Tensão média do GFRP à tração (MPa)
E_{GFRP}	Módulo de elasticidade do GFRP (GPa)
ε_{GFRP}	Extensão do GFRP ($\mu\varepsilon$)
h_t	Altura do betão de efeito de topo (mm)
A_{cc}	Área da laje ao corte à volta do conector (mm ²)

8.4.2 Modelos propostos

Os modelos propostos foram baseados em regressões lineares múltiplas, que correspondem a modelos de regressão que descrevem a relação entre as variáveis.

O comportamento dos conectores planos perfurados é complexo e a sua resistência última depende da contribuição de um conjunto de mecanismos resistentes que atuam em conjunto. Estimar a resistência última de conectores em GFRP é de difícil definição, pois não dependem

apenas de efeitos isolados, mas também da interação entre vários efeitos, como é o caso do efeito de pino.

O mecanismo resistente dos conectores em placas de GFRP planas perfuradas está diretamente relacionado com o corte dos pinos de betão que preenchem os orifícios do conector e com a resistência à compressão do betão, exercida pelo confinamento dos conectores embebidos.

A criação de um modelo analítico baseia-se na regressão linear ($Y = \beta_0 + \beta_1 x$). No processo da análise de regressão linear, obtém-se os coeficientes β_0 e β_1 , que melhor explicitam o comportamento dos dados de entrada. O procedimento é extrapolado para uma regressão múltipla.

Os modelos que incluem efeitos de interação entre várias variáveis podem ser analisados através de métodos de regressão linear múltipla. Na regressão linear múltipla assume-se a relação linear entre uma variável Y (a variável dependente) e k variáveis independentes, x_j ($j=1, \dots, k$). As variáveis independentes são também denominadas variáveis explicativas, uma vez que são usadas para explicarem a variação de Y . O modelo de regressão linear múltiplo (convencional) que descreve a relação entre as k variáveis independentes, x_j , e a variável dependente, Y , toma o formato apresentado na Equação (8.7).

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_k x_k \quad (8.7)$$

Os parâmetros $\beta_j, j=0, \dots, k$, são os coeficientes de regressão (parciais). No presente caso, não existe a variável independente, β_0 , uma vez que se todas as variáveis forem nulas, a capacidade resistente do conector é igualmente nula. A função obtida passa obrigatoriamente pela origem, caso contrário, considera-se que a conexão possui resistência residual, independentemente do valor das variáveis dependentes.

Os modelos da regressão linear múltipla são determinados com recurso ao *software* de cálculo *Microsoft Excel*.

A avaliação da qualidade do modelo é efetuada com base no coeficiente de determinação (R^2), no coeficiente de determinação ajustado (R^2 ajustado), no R -múltiplo e no erro padrão.

O valor de R^2 varia entre 0 e 1, sendo uma medida de qualidade do modelo, quanto à sua capacidade de estimar corretamente os valores da variável resposta. Quanto mais elevado o seu valor, mais explicativo é o modelo.

O coeficiente R^2 ajustado tem em conta o número variáveis independentes. O acréscimo de variáveis, mesmo que tenham muito pouco poder explicativo sobre a variável resposta, aumentará o valor de R^2 . No entanto, o valor de R^2 ajustado é penalizado com a introdução de variáveis pouco explicativas.

O grau de relação linear entre os valores reais e os valores estimados para as regressões múltiplas é dado pelo R -múltiplo.

O erro padrão corresponde ao desvio padrão do modelo, dado pela raiz quadrada da variância.

Com os modelos desenvolvidos pretende-se distinguir dois modos de rotura distintos da ligação mista betão-GFRP:

- Rotura pelo betão
- Rotura pelo conector (GFRP)

A rotura pela laje de betão vai ser estimada a partir dos resultados dos ensaios de *pull-out* e dos ensaios de *push-out* executados com conectores lisos.

Os modelos para a determinação da resistência do conector GFRP são baseados e adaptados dos modelos descritos anteriormente. De seguida, apresenta-se uma compilação dos modelos originais para conectores *perfobond* e as adaptações efetuadas para o problema em questão (Tabela 8.2). As alterações contemplam também adequação da nomenclatura das variáveis de acordo com os materiais utilizados.

Tabela 8.2 – Compilação dos modelos analíticos a utilizar

Oguejiofor (1994)	<p>Equação original:</p> $q_u = \beta_1 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_2 A_{tr} f_{yr} + \beta_3 n D^2 \sqrt{f_c} \quad (8.8)$ <p>Equação adaptada:</p> $q_u = \beta_1 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_2 n D^2 \sqrt{f_c} \quad (8.9)$ <p>Neste primeiro modelo a parcela correspondente à contribuição da armadura é eliminada.</p>
Oguejiofor e Hosain (1997)	<p>Equação original:</p> $q_u = \beta_1 (t_{sc} h_{sc} f_c) + \beta_2 \left(n 2\pi \frac{D^2}{4} \sqrt{f_c} \right) + \beta_3 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_4 (A_{tr} f_{yr}) \quad (8.10)$ <p>Equação adaptada:</p> $q_u = \beta_1 t_{GFRP} h_{GFRP} f_c + \beta_2 n D^2 \sqrt{f_c} + \beta_3 A_{cc} \sqrt{f_c} \quad (8.11)$ <p>No segundo modelo, são efetuadas simplificações na parcela do efeito de pino, e é eliminado o termo que inclui a contribuição da armadura.</p>
Veríssimo (2007)	<p>Equação original:</p> $q_u = \beta_1 \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + \beta_2 n D^2 \sqrt{f_c} + \beta_3 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_4 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (8.12)$ <p>Equação adaptada:</p> $q_u = \beta_1 \sqrt{\frac{h_{GFRP}}{t_c}} h_{GFRP} t_{GFRP} f_c + \beta_2 n D^2 \sqrt{f_c} + \beta_3 A_{cc} \sqrt{f_c} \quad (8.13)$ <p>No último modelo, as variáveis correspondentes à pré-laje são eliminadas na primeira parcela, bem como o termo correspondente à influência da armadura.</p>

Em todos os provetes ensaiados, não foi utilizada armadura tradicional devido à limitação de espessura, mas recorreu-se à utilização de betão reforçado com fibras de aço. Por este motivo, a parcela da equação correspondente à contribuição da armadura será eliminada.

8.4.3 Resistência ao arranque (*pull-out*)

Em primeiro lugar, importa compreender o funcionamento ao arranque de conectores planos embebidos. Da campanha experimental realizada (ver Capítulo 6) e da observação do comportamento dos provetes no decorrer do ensaio, é possível distinguir dois mecanismos de trabalho da ligação mista betão-GFRP: a aderência e o atrito.

A aderência é a propriedade que impede que haja escorregamento do conector em relação ao betão que o envolve, no início do carregamento. Isto significa que a aderência é responsável pela interação entre o GFRP e o betão numa fase inicial do carregamento, fazendo com que os dois materiais trabalhem em conjunto. Este é o primeiro mecanismo a ser mobilizado.

Depois de vencida a aderência entre os dois materiais, inicia-se o deslocamento relativo entre eles. A fricção corresponde ao atrito dos dois materiais em contato, enquanto o conector é arrancado. A capacidade resistente que o efeito de fricção proporciona permite o funcionamento do conector sob cargas elevadas.

O esquema apresentado na Figura 8.2 mostra a sequência de mecanismos de um provete de um conector embebido, sujeito a arranque (*pull-out*). O esquema pretende mostrar que as condicionantes da aderência, após a abertura das fendas de contato entre o conector e o betão, são também as condicionantes da fricção entre os dois materiais. Mesmo sendo dois mecanismos distintos, são as características dos materiais e da betonagem que vão influenciar o seu comportamento.

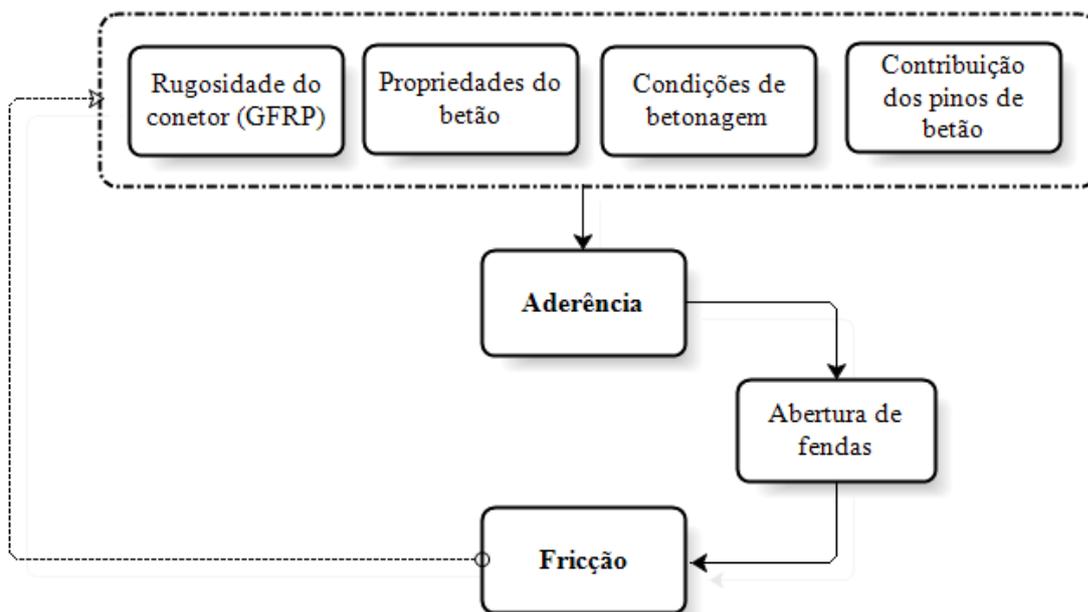


Figura 8.2 – Condicionantes da resistência ao arranque (*pull-out*)

Depois de identificadas as principais condicionantes na resistência ao arranque dos conectores, é necessário definir quais as variáveis intervenientes. Baseando o modelo de arranque nos modelos de corte, o corte duplo dos pinos de betão tem que ser contabilizado,

sob a forma de $\beta_1 n D^2 \sqrt{f_c}$. Uma segunda parcela é adicionada, para traduzir o atrito entre os dois materiais – betão e GFRP.

Considera-se que o efeito de atrito é proporcional à área de contato dos dois materiais ($A_{GFRP/c}$) e se relaciona com a resistência à compressão do betão que confere confinamento ao conector (f_c). Assim, a segunda parcela resultará do produto das variáveis definidas, tomando a forma de $\beta_2 A_{GFRP/c} f_c$.

Dos parâmetros definidos a considerar nos modelos analíticos apenas serão úteis os apresentados na Tabela 8.3.

Tabela 8.3 – Parâmetros de entrada dos modelos *pull-out*

Provete	F (kN)	n	D (mm)	$A_{sc/c}$ (mm ²)	t_{sc} (mm)	f_c (MPa)	f_{sc} (MPa)
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-01	24472,60	4	30	8422,57	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-02	26899,50	4	30	8422,57	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-03	28477,10	4	30	8422,57	2,5	61,19	202,03
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-01	24639,45	4	30	8422,57	5,0	61,19	146,78
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-02	19550,58	4	30	8422,57	5,0	61,19	146,78
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-03	25630,62	4	30	8422,57	5,0	61,19	146,78
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-01	30111,60	3	30	9129,42	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-02	19723,53	3	30	9129,42	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-03	19710,23	3	30	9129,42	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-04	22916,55	3	30	9129,42	2,5	61,19	202,03
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-01	23302,38	3	30	9129,42	5,0	61,19	146,78
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-02	26714,91	3	30	9129,42	5,0	61,19	146,78
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-03	23648,29	3	30	9129,42	5,0	61,19	146,78
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-01	12107,80	0	0	11250,00	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-02	11631,50	0	0	11250,00	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-03	14142,41	0	0	11250,00	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-04	9093,44	0	0	11250,00	2,5	61,19	202,03
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-05	12705,55	0	0	11250,00	2,5	61,19	202,03
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-01	17787,76	0	0	11250,00	5,0	61,19	146,78
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-02	17388,64	0	0	11250,00	5,0	61,19	146,78
CSM-e2,5-L4C-BAC-01	9943,60	4	30	8422,57	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-L4C-BAC-02	18052,20	4	30	8422,57	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-L3C-BAC-01	19781,90	3	30	9129,42	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-L3C-BAC-02	24010,00	3	30	9129,42	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-L3C-BAC-03	18869,40	3	30	9129,42	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-L3C-BAC-04	14528,23	3	30	9129,42	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-L3C-BAC-05	20747,96	3	30	9129,42	2,5	59,12	202,03
Quasi-e5,0-L3C-BAC-01	20694,74	3	30	9129,42	5,0	59,12	146,78
Quasi-e5,0-L3C-BAC-02	22377,73	3	30	9129,42	5,0	59,12	146,78
Quasi-e5,0-L3C-BAC-03	20102,70	3	30	9129,42	5,0	59,12	146,78
CSM-e2,5-Liso-BAC-01	9338,60	0	0	11250,00	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-Liso-BAC-02	11952,40	0	0	11250,00	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-Liso-BAC-03	16324,20	0	0	11250,00	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-Liso-BAC-04	16417,43	0	0	11250,00	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-Liso-BAC-05	17135,86	0	0	11250,00	2,5	59,12	202,03
CSM-e2,5-Liso-BAC-06	14195,62	0	0	11250,00	2,5	59,12	202,03
Quasi-e5,0-Liso-BAC-01	20415,35	0	0	11250,00	5,0	59,12	146,78
Quasi-e5,0-Liso-BAC-02	17521,69	0	0	11250,00	5,0	59,12	146,78

Modelo 1

O primeiro modelo apresentado para a determinação da capacidade resistente do conector é o descrito na Equação (8.14), onde se contabiliza o efeito dos pinos de betão e o efeito de atrito entre GFRP e betão.

$$q_u = \beta_1 n D^2 \sqrt{f_c} + \beta_2 A_{GFRP/c} f_c \quad (8.14)$$

Os resultados dos erros calculados da regressão múltipla do Modelo 1 e os coeficientes de regressão das variáveis em estudo são apresentados na Tabela 8.4 e na Tabela 8.5, respetivamente.

Tabela 8.4 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 1 (*pull-out*)

Erro	Valor
R -múltiplo	0,98
R^2	0,96
R^2 ajustado	0,93
Erro-padrão	4065,20

Tabela 8.5 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 1 (*pull-out*)

	Coefficientes	Erro-padrão
Variável β_1	0,434	0,05
Variável β_2	0,022	0,002

A Equação (8.15) resulta da aplicação dos coeficientes de regressão determinados. A primeira parcela da equação apresenta um coeficiente de regressão mais elevado.

$$q_u = 0,434 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,022 A_{sc/c} f_c \quad (8.15)$$

Da regressão linear múltipla, obtém-se os resultados relativos à capacidade resistente do conector, que são apresentados na Tabela 8.6.

Tabela 8.6 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 1 (*pull-out*)

Provete	Carga máxima (kN)	q_u (kN)	DP (kN)	Coef. de Variação (%)
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-01	24,47	23,47	0,50	2,04
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-02	26,90	23,47	1,71	6,37
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-03	28,48	23,47	2,50	8,78
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-01	24,64	23,47	0,58	2,37
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-02	19,55	23,47	1,96	10,03
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-03	25,63	23,47	1,08	4,21
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-01	30,11	21,36	4,38	14,54
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-02	19,72	21,36	0,82	4,14
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-03	19,71	21,36	0,82	4,18
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-04	22,92	21,36	0,78	3,40
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-01	23,30	21,36	0,97	4,17
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-02	26,71	21,36	2,68	10,03
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-03	23,65	21,36	1,15	4,84
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-01	12,11	15,01	1,45	11,99
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-02	11,63	15,01	1,69	14,53
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-03	14,14	15,01	0,43	3,07
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-04	9,09	15,01	2,96	32,54
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-05	12,71	15,01	1,15	9,07
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-01	17,79	15,01	1,39	7,81
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-02	17,39	15,01	1,19	6,84
CSM-e2,5-L4C-BAC-01	9,94	22,88	6,47	65,06
CSM-e2,5-L4C-BAC-02	18,05	22,88	2,42	13,38
CSM-e2,5-L3C-BAC-01	19,78	20,79	0,50	2,54
CSM-e2,5-L3C-BAC-02	24,01	20,79	1,61	6,71
CSM-e2,5-L3C-BAC-03	18,87	20,79	0,96	5,08
CSM-e2,5-L3C-BAC-04	14,53	20,79	3,13	21,54
CSM-e2,5-L3C-BAC-05	20,75	20,79	0,02	0,10
Quasi-e5,0-L3C-BAC-01	20,69	20,79	0,05	0,22
Quasi-e5,0-L3C-BAC-02	22,38	20,79	0,80	3,55
Quasi-e5,0-L3C-BAC-03	20,10	20,79	0,34	1,70
CSM-e2,5-Liso-BAC-01	9,34	14,50	2,58	27,64
CSM-e2,5-Liso-BAC-02	11,95	14,50	1,27	10,66
CSM-e2,5-Liso-BAC-03	16,32	14,50	0,91	5,58
CSM-e2,5-Liso-BAC-04	16,42	14,50	0,96	5,84
CSM-e2,5-Liso-BAC-05	17,14	14,50	1,32	7,69
CSM-e2,5-Liso-BAC-06	14,20	14,50	0,15	1,08
Quasi-e5,0-Liso-BAC-01	20,42	14,50	2,96	14,48
Quasi-e5,0-Liso-BAC-02	17,52	14,50	1,51	8,62

O coeficiente de variação médio dos resultados obtidos através da aplicação da Equação (8.15), determinada no Modelo 1, é de 9,64 %. Dos resultados obtidos, contata-se que os

valores da capacidade resistente determinados com o modelo traduzem erros elevados, causados essencialmente pela variabilidade de valores obtidos nos ensaios experimentais para a mesma tipologia de conectores. As maiores discrepâncias entre valores experimentais e calculados são obtidas para os provetes CSM-e2,5-L4C-BAC, onde o erro médio é de 39,22 %. Por sua vez os melhores resultados são conseguidos para a tipologia Quasi-e5,0-L3C-BAC, onde o erro médio é de 1,83 %. Um dos maiores entraves deste modelo é a não contabilização da espessura do conector, o que se traduz em resultados iguais para provetes semelhantes mas de espessuras diferentes.

Modelo 2

O segundo modelo apresentado é igual ao apresentado no Modelo 1. No entanto, são eliminados alguns dados considerados mais díspares de cada tipologia, por forma a uniformizar o valor das cargas máximas obtidas. De seguida, identificam-se os dados dos provetes que não são contabilizados na base de dados utilizada para a obtenção dos coeficientes de regressão,

- CSM-e2,5-L3C-BACRFA-01
- CSM-e2,5-Liso-BACRFA-04
- CSM-e2,5-L4C-BAC-01
- CSM-e2,5-L3C-BAC-04
- CSM-e2,5-Liso-BAC-01
- CSM-e2,5-Liso-BAC-02

Os resultados dos erros calculados da regressão múltipla do Modelo 2 e os coeficientes de regressão das variáveis em estudo são apresentados na Tabela 8.7 e na Tabela 8.8, respetivamente.

Tabela 8.7 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 2 (*pull-out*)

Erro	Valor
R-múltiplo	0,99
R^2	0,98
R^2 ajustado	0,95
Erro-padrão	2743,20

Tabela 8.8 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 2 (*pull-out*)

	Coeficientes	Erro-padrão
Variável β_1	0,433	0,04
Variável β_2	0,023	0,001

A Equação (8.16) resulta da aplicação dos coeficientes de regressão determinados.

$$q_u = 0,433nD^2\sqrt{f_c} + 0,023A_{GFRP/c}f_c \quad (8.16)$$

Da regressão linear múltipla, obtém-se os resultados relativos à capacidade resistente do conector que são apresentados na Tabela 8.9. Os elementos assinalados a **negrito** não são tidos em consideração na determinação dos coeficientes de regressão do Modelo 2.

Tabela 8.9 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 2 (*pull-out*)

Provete	Carga máxima (kN)	q_u (kN)	DP (kN)	Coef. de variação (%)
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-01	24,47	24,09	0,19	0,78
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-02	26,90	24,09	1,41	5,22
CSM-e2,5-L4C-BACRFA-03	28,48	24,09	2,19	7,70
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-01	24,64	24,09	0,28	1,12
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-02	19,55	24,09	2,27	11,61
Quasi-e5,0-L4C-BACRFA-03	25,63	24,09	0,77	3,01
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-01	30,11	-	-	-
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-02	19,72	22,04	1,16	5,88
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-03	19,71	22,04	1,17	5,92
CSM-e2,5-L3C-BACRFA-04	22,92	22,04	0,44	1,91
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-01	23,30	22,04	0,63	2,70
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-02	26,71	22,04	2,34	8,74
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-03	23,65	22,04	0,80	3,39
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-01	12,11	15,91	1,90	15,68
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-02	11,63	15,91	2,14	18,37
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-03	14,14	15,91	0,88	6,23
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-04	9,09	-	-	-
CSM-e2,5-Liso-BACRFA-05	12,71	15,91	1,60	12,59
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-01	17,79	15,91	0,94	5,29
Quasi-e5,0-Liso-BACRFA-02	17,39	15,91	0,74	4,27
CSM-e2,5-L4C-BAC-01	9,94	-	-	-
CSM-e2,5-L4C-BAC-02	18,05	23,48	2,71	15,02
CSM-e2,5-L3C-BAC-01	19,78	21,45	0,83	4,21
CSM-e2,5-L3C-BAC-02	24,01	21,45	1,28	5,33
CSM-e2,5-L3C-BAC-03	18,87	21,45	1,29	6,83
CSM-e2,5-L3C-BAC-04	14,53	-	-	-
CSM-e2,5-L3C-BAC-05	20,75	21,45	0,35	1,69
Quasi-e5,0-L3C-BAC-01	20,69	21,45	0,38	1,82
Quasi-e5,0-L3C-BAC-02	22,38	21,45	0,46	2,08
Quasi-e5,0-L3C-BAC-03	20,10	21,45	0,67	3,35
CSM-e2,5-Liso-BAC-01	9,34	-	-	-
CSM-e2,5-Liso-BAC-02	11,95	-	-	-
CSM-e2,5-Liso-BAC-03	16,32	15,37	0,48	2,94
CSM-e2,5-Liso-BAC-04	16,42	15,37	0,53	3,20
CSM-e2,5-Liso-BAC-05	17,14	15,37	0,89	5,17
CSM-e2,5-Liso-BAC-06	14,20	15,37	0,58	4,12
Quasi-e5,0-Liso-BAC-01	20,42	15,37	2,52	12,37
Quasi-e5,0-Liso-BAC-02	17,52	15,37	1,08	6,15

O coeficiente de variação médio dos resultados obtidos através do cálculo da equação determinada no Modelo 2 é de 6,09 %, verificando-se uma diminuição em relação ao primeiro

modelo. As constatações finais tomadas para o Modelo 1 continuam válidas neste modelo. Verifica-se que os coeficientes de regressão dos dois modelos apresentados são muito semelhantes. A expressão utilizada nos dois modelos é a mesma, mas os dados de entrada são mais coerentes no Modelo 2. O refinamento dos dados experimentais utilizados permitiu diminuir o coeficiente de variação médio dos resultados, mesmo com coeficientes de regressão muito semelhantes.

8.4.4 Modelos analíticos propostos – resistência ao corte (*push-out*)

Pela análise dos modelos já existentes para conectores *perfobond* os principais fenómenos condicionantes da resistência ao corte dos conectores GFRP são os apresentados na Figura 8.3.

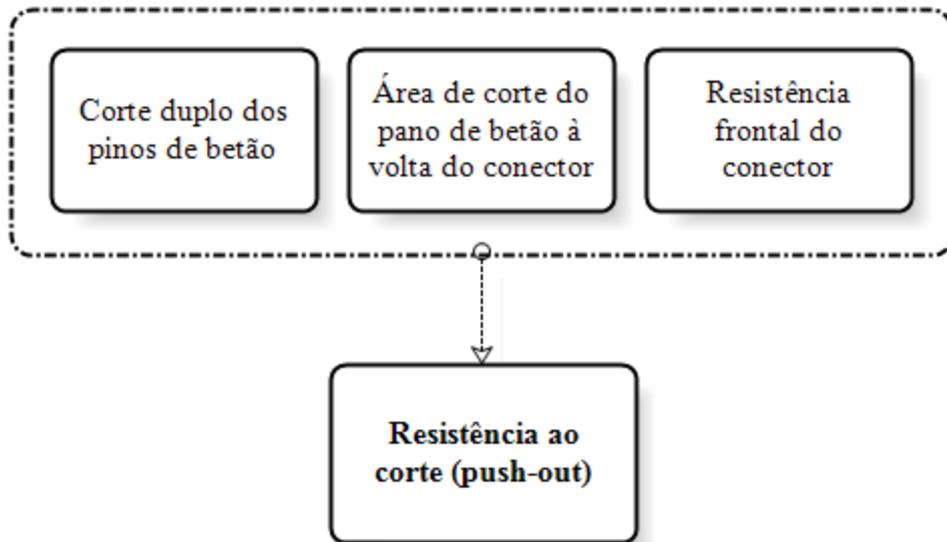
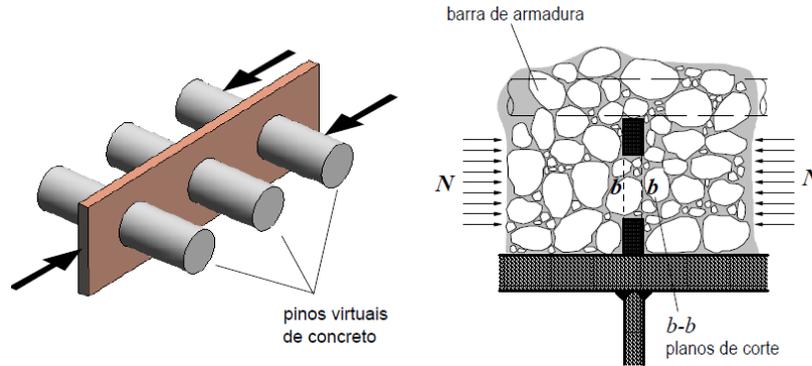
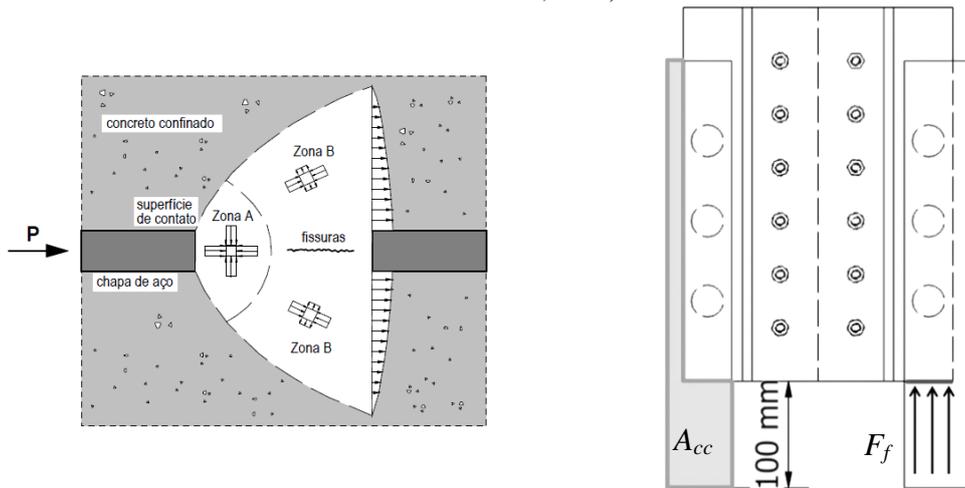


Figura 8.3 – Fenómenos condicionantes da resistência ao corte do conector *perfobond* (*push-out*)

A Figura 8.4 ilustra as condicionantes apresentadas anteriormente.



(a) Corte dos pinos virtuais de betão, em dois planos de corte, nos furos do *perfobond* (adaptado por Veríssimo, 2007)



(b) Estado de tensão num pino de betão (adaptado por Veríssimo, 2007)

(c) Força de compressão na face frontal do conector e área de corte (a sombreado)

Figura 8.4 – Ilustração das condicionantes da resistência ao corte (*push-out*)

Os parâmetros apresentados na Tabela 8.10 são os que se consideram mais relevantes para inclusão no modelo analítico. As unidades das variáveis utilizadas na determinação das equações resultantes da regressão linear múltipla estão em coerência. A variável dependente, força por conector, é definida em N.

Na campanha experimental efetuada, a resistência à compressão do betão não foi um parâmetro variável. Nos ensaios de caracterização dos provetes de betão descritos e apresentados no Capítulo 4, os resultados obtidos para a resistência à compressão são muito semelhantes em provetes BAC e BACRFA.

Tabela 8.10 – Parâmetros de entrada dos modelos de tipo *push-out*

Provete	F (N)	n	D (mm)	h_{GFRP} (mm)	t_c (mm)	A_{cc_2} (mm ²)	t_{GFRP} (mm)	f_c (MPa)
CSM-e2,5-L3C-SR-01	70193,1	3	30	45	60	10500	2,5	61,19
CSM-e2,5-L3C-SR-02	79319,9	3	30	45	60	10500	2,5	61,19
CSM-e2,5-L3C-SR-2011	84427,1	3	30	45	60	10500	2,5	61,19
CSM-e2,5-L3C-CR-01	45027,8	3	30	45	60	6000	2,5	61,19
CSM-e2,5-L3C-CR-2011	36143,2	3	30	45	60	6000	2,5	61,19
Quasi-e5,0-L3C-SR-01	120244,7	3	30	45	60	10500	5,0	61,19
Quasi-e5,0-L3C-SR-02	77263,6	3	30	45	60	10500	5,0	61,19
Quasi-e5,0-L3C-CR-01	56424,3	3	30	45	60	6000	5,0	61,19
Quasi-e5,0-L3C-CR-02	77217,1	3	30	45	60	6000	5,0	61,19
Quasi-e5,0-Liso-SR-01	80287,2	0	0	45	60	10500	5,0	61,19
Quasi-e5,0-Liso-SR-02	109685,5	0	0	45	60	10500	5,0	61,19

À semelhança do efetuado para a análise dos resultados *pull-out*, também aqui se acrescentará uma parcela relativa ao atrito que se traduz por $A_{GFRP/c}f_c$. Nos modelos apresentados na bibliografia, o atrito não é considerado, mas verificou-se a sua elevada influência nos resultados com conectores lisos.

O resultado do provete QUASI-e5,0-LISO-02 não é contabilizado nos dados de entrada para determinação dos modelos analíticos.

Modelo 1

No Modelo 1, a resistência ao corte do conector depende apenas da área de corte do betão à volta do conector e do efeito do pino de betão originado pelos furos no conector. De seguida, procede-se à determinação dos coeficientes de regressão do primeiro modelo, apresentado na Equação (8.17).

$$q_u = \beta_1 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_2 n D^2 \sqrt{f_c} + \beta_3 A_{GFRP/c} f_c \quad (8.17)$$

Os resultados dos erros calculados da regressão múltipla do Modelo 1 e os coeficientes de regressão das variáveis em estudo são apresentados na Tabela 8.11 e na Tabela 8.12, respetivamente.

Tabela 8.11 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 1 (*push-out*)

Erro	Valor
R -múltiplo	0,98
R^2	0,96
R^2 ajustado	0,80
Erro-padrão	18858,42

Tabela 8.12 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 1 (*push-out*)

	Coeficientes	Erro-padrão
Variável β_1	0,926	0,36
Variável β_2	0,316	0,81
Variável β_3	0,0052	0,042

A equação resultante corresponde à Equação (8.18). Verifica-se uma boa relação entre os valores reais e os valores estimados (R -múltiplo), no entanto o valor de R^2 ajustado diminui em relação a R^2 .

$$q_u = 0,926A_{cc}\sqrt{f_c} + 0,316nD^2\sqrt{f_c} + 0,0052A_{GFRP/c}f_c \quad (8.18)$$

Da regressão linear múltipla, obtém-se os resultados relativos à capacidade resistente ao corte do conector (q_u), o desvio padrão e o respetivo coeficiente de variação são apresentados na Tabela 8.13.

Tabela 8.13 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 1 (*push-out*)

Provete	Carga máxima por conector (kN)	$q_{u, \text{Modelo 1}}$ (kN)	DP (kN)	Coef. de Variação (%)
CSM-e2,5-L3C-SR-01	70,19	86,29	8,05	11,47
CSM-e2,5-L3C-SR-02	84,43	86,29	3,48	4,39
CSM-e2,5-L3C-SR-2011	79,32	86,29	0,93	1,10
CSM-e2,5-L3C-CR-01	45,03	53,70	4,34	9,63
CSM-e2,5-L3C-CR-2011	36,14	53,70	8,78	24,29
Quasi-e5,0-L3C-SR-01	120,24	86,29	16,98	14,12
Quasi-e5,0-L3C-SR-02	77,26	86,29	4,51	5,84
Quasi-e5,0-L3C-CR-01	56,42	53,70	1,36	2,41
Quasi-e5,0-L3C-CR-02	77,22	53,70	11,76	15,23
Quasi-e5,0-Liso-SR-01	80,29	80,29	0,00	0,00
Quasi-e5,0-Liso-SR-02	-	-	-	-

O coeficiente de variação médio dos resultados obtidos através do cálculo da equação determinada no Modelo 1 é de 8,9 %. Este modelo não é totalmente adequado, pois não distingue os conectores pela sua espessura e não considera a resistência frontal do conector.

Modelo 2

O Modelo 2 introduz uma parcela correspondente à resistência frontal do conector, pelo que considera a espessura e a altura do conector como variáveis que multiplicam pela capacidade resistente à compressão do betão, como se apresenta na Equação (8.19), correspondendo assim à força de compressão frontal do conector.

$$q_u = \beta_1 t_{GFRP} h_{GFRP} f_c + \beta_2 n D^2 \sqrt{f_c} + \beta_3 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_4 A_{GFRP/c} f_c \quad (8.19)$$

Os resultados dos erros calculados da regressão múltipla do Modelo 2 e os coeficientes de regressão das variáveis em estudo são apresentados na Tabela 8.14 e na Tabela 8.15, respetivamente.

Tabela 8.14 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 2 (*push-out*)

Erro	Valor
<i>R</i> -múltiplo	0,99
<i>R</i> ²	0,98
<i>R</i> ² ajustado	0,80
Erro-padrão	14717,26

Tabela 8.15 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 2 (*push-out*)

	Coefficientes	Erro-padrão
Variável β_1	3,378	1,44
Variável β_2	0,590	0,64
Variável β_3	0,992	0,28
Variável β_4	-0,058	0,04

Da aplicação dos coeficientes de regressão determinados resulta a Equação (8.20). Com este segundo modelo verifica-se uma diminuição dos erros determinados (aumento dos valores absolutos de *R*-múltiplo e *R*²).

$$q_u = 3,378 t_{GFRP} h_{GFRP} f_c + 0,59 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,992 A_{cc} \sqrt{f_c} - 0,058 A_{GFRP/c} f_c \quad (8.20)$$

Da regressão linear múltipla, obtêm-se os resultados relativos à capacidade resistente do conector que são apresentados na Tabela 8.16.

Tabela 8.16 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 2 (*push-out*)

Provete	Carga máxima por conector (kN)	$q_{u, \text{Modelo 2}}$ (kN)	DP (kN)	Coef. de Variação (%)
CSM-e2,5-L3C-SR-01	70,19	76,99	3,40	4,84
CSM-e2,5-L3C-SR-02	84,43	76,99	1,17	1,47
CSM-e2,5-L3C-SR-2011	79,32	76,99	3,72	4,41
CSM-e2,5-L3C-CR-01	45,03	42,07	1,48	3,28
CSM-e2,5-L3C-CR-2011	36,14	42,07	2,97	8,21
Quasi-e5,0-L3C-SR-01	120,24	100,24	10,00	8,32
Quasi-e5,0-L3C-SR-02	77,26	100,24	11,49	14,87
Quasi-e5,0-L3C-CR-01	56,42	65,33	4,45	7,89
Quasi-e5,0-L3C-CR-02	77,22	65,33	5,94	7,70
Quasi-e5,0-Liso-SR-01	80,29	80,29	0,00	0,00
Quasi-e5,0-Liso-SR-02	-	-	-	-

O coeficiente de variação médio dos resultados obtidos através do cálculo da Equação (8.20), determinada no Modelo 2 é de 6,10%. Com este termo verifica-se uma diminuição significativa do coeficiente médio de variação. No Modelo 1 e no Modelo 2 verificou-se que o melhor resultado foi obtido para o provete Quasi-e5,0-Liso-SR-01, onde a capacidade resistente calculada através das expressões analíticas traduz fidedignamente o resultado experimental. No entanto este resultado é baseado apenas num valor experimental. Verifica-se que um dos coeficientes de regressão determinados toma valor negativo, desta forma considera-se que esta expressão não se adequa para a determinação da capacidade resistente dos conectores de GFRP em estudo.

Modelo 3

O terceiro e último modelo é baseado num modelo apresentado para conectores em chapa perfurados, proposto por Veríssimo (2007), correspondente à Equação (8.5). Dessa equação, são eliminadas as parcelas referentes à pré-laje e à taxa de armadura. Com o primeiro termo pretende-se ter em conta a distinção entre conectores contínuos e descontínuos, considerando ou não o efeito de compressão frontal do conector. De seguida, procede-se à determinação dos coeficientes de regressão do terceiro modelo, apresentado na Equação (8.21).

$$q_u = \beta_1 \sqrt{\frac{h_{GFRP}}{t_c}} h_{GFRP} t_{GFRP} f_c + \beta_2 n D^2 \sqrt{f_c} + \beta_3 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_4 A_{GFRP/c} f_c \quad (8.21)$$

Os resultados dos erros calculados da regressão múltipla do Modelo 3 e os coeficientes de regressão das variáveis em estudo são apresentados na Tabela 8.17 e na Tabela 8.18, respetivamente.

Tabela 8.17 – Resultados dos erros da regressão múltipla do Modelo 3 (*push-out*)

Erro	Valor
R-múltiplo	0,99
R^2	0,98
R^2 ajustado	0,80
Erro-padrão	14717,27

Tabela 8.18 – Resultados dos coeficientes de regressão do Modelo 3 (*push-out*)

	Coeficientes	Erro-padrão
Variável β_1	3,901	1,66
Variável β_2	0,590	0,64
Variável β_3	0,992	0,28
Variável β_4	-0,058	0,04

Os resultados deste modelo são semelhantes aos obtidos no Modelo 1. A Equação (8.22) resulta da aplicação dos coeficientes de regressão determinados.

$$q_u = 3,901 \sqrt{\frac{h_{GFRP}}{t_c}} h_{GFRP} t_{GFRP} f_c + 0,59nD^2 \sqrt{f_c} + 0,992A_{cc} \sqrt{f_c} - 0,058A_{GFRP/c} f_c \quad (8.22)$$

Considerando a rotura exclusiva pelo betão, a segunda parcela deixa de ser contabilizada.

Da regressão linear múltipla, obtém-se os resultados relativos à capacidade resistente do conector, que são apresentados na Tabela 8.19.

Tabela 8.19 – Resultados da capacidade resistente do Modelo 3 (*push-out*)

Provete	Carga máxima por conector(kN)	q_u . Modelo 3 (kN)	DP (kN)	Coef. deVariação (%)
CSM-e2,5-L3C-SR-01	70,19	76,99	3,40	4,84
CSM-e2,5-L3C-SR-02	84,43	76,99	1,17	1,47
CSM-e2,5-L3C-SR-2011	79,32	76,99	3,72	4,41
CSM-e2,5-L3C-CR-01	45,03	42,07	1,48	3,28
CSM-e2,5-L3C-CR-2011	36,14	42,07	2,97	8,21
Quasi-e5,0-L3C-SR-01	120,24	100,24	10,00	8,32
Quasi-e5,0-L3C-SR-02	77,26	100,24	11,49	14,87
Quasi-e5,0-L3C-CR-01	56,42	65,33	4,45	7,89
Quasi-e5,0-L3C-CR-02	77,22	65,33	5,94	7,70
Quasi-e5,0-Liso-SR-01	80,29	80,29	0,00	0,00
Quasi-e5,0-Liso-SR-02	109,69	-	-	-

O coeficiente de variação médio dos resultados obtidos através do cálculo da equação determinada no Modelo 3 é de 6,1%. O Modelo 3 apresenta uma diminuição no coeficiente médio de variação de 31,0 % relativamente ao Modelo 1. Relativamente ao Modelo 2, os resultados do Modelo 3 são muito semelhantes, pelo que se verifica que traduzem os mesmos resultados. Consta-se que os maiores erros obtidos entre os valores reais e os calculados são relativos aos provetes com conector contínuo CSM com três furos (CSM-e2,5-L3C-CR). Os provetes que melhor são explicados pelo modelo são por sua vez os provetes CSM-e2,5-L3C-SR.

Verifica-se também no Modelo 3, tal como sucedeu no Modelo 2, que um dos coeficientes de regressão determinados toma valor negativo, desta forma considera-se que esta expressão não se adequa para a determinação da capacidade resistente dos conectores de GFRP em estudo. A parcela correspondente ao coeficiente negativo é relativa ao atrito entre o conector e o betão. Este aspeto pode também significar que a forma como a parcela foi formulada não é a correta, pelo que este parâmetro deve ser tido em consideração em trabalhos futuros.

8.4.5 Análise das expressões analíticas resultantes

Os modelos elaborados correspondem a uma fase preliminar de criação de modelos analíticos para quantificar a capacidade de carga de um conector plano perfurado em GFRP. A definição destes modelos é um processo iterativo que necessita de bons resultados nas diferentes análises experimentais efetuadas.

A comparação gráfica dos resultados experimentais com os determinados pelas expressões analíticas definidas anteriormente para os modelos *pull-out* é apresentada na Figura 8.5 e na Figura 8.6, para o Modelo 1 e 2, respetivamente.

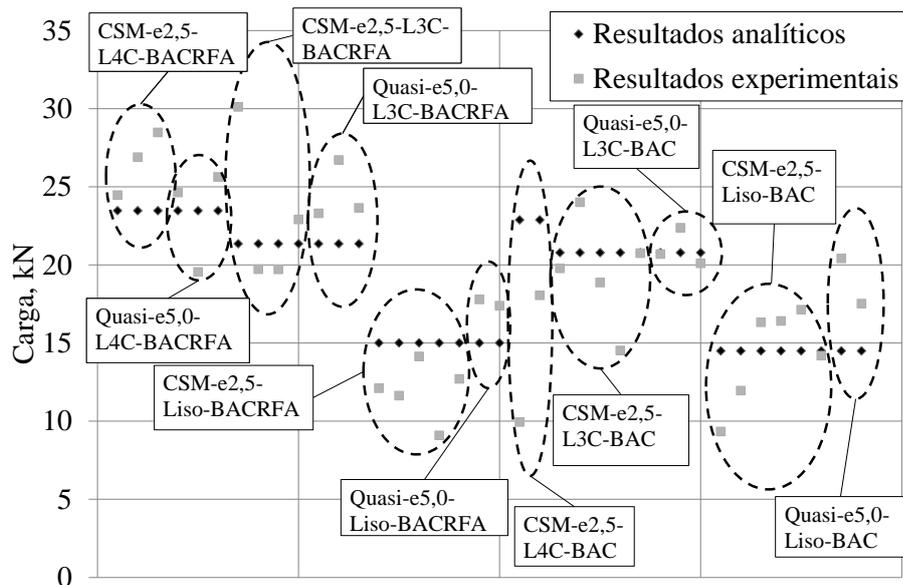


Figura 8.5 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos do Modelo 1 (*pull-out*)

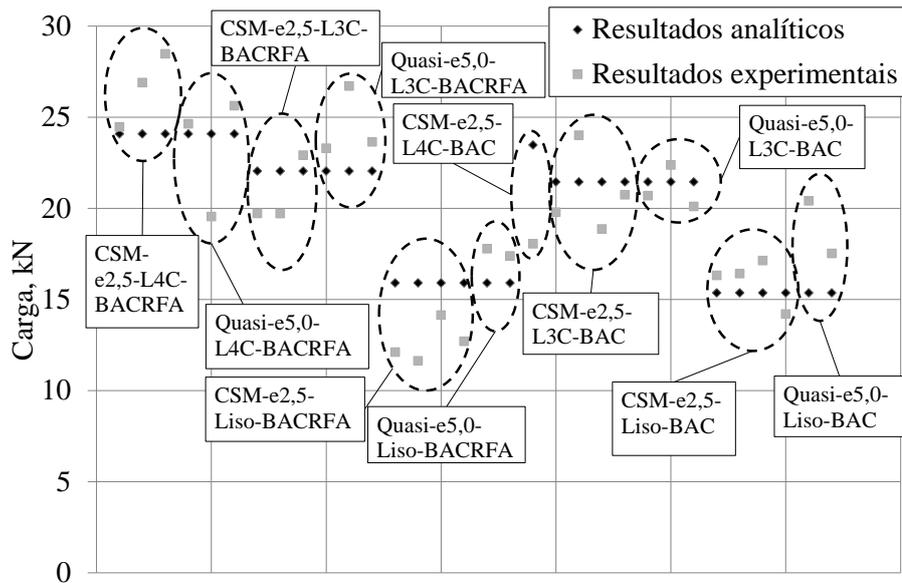


Figura 8.6 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos do Modelo 2 (*pull-out*)

As expressões calibradas para os modelos *pull-out* traduzem resultados muito semelhantes. Os modelos apenas entram em consideração com o efeito de pino e com o atrito entre o conector e o betão. Estas expressões não conseguem abranger todos os parâmetros dependentes deste tipo de rotura, como é o caso da espessura do conector e do tipo de manta utilizada na elaboração do conector.

Pela análise dos valores da capacidade de carga determinada analiticamente para os provetes lisos, onde a parcela corresponde ao efeito de pino é nula, são conseguidos valores relativamente elevados (15 kN aproximadamente). Pode-se concluir que a parcela relativa ao atrito traduz elevada importância na expressão. Comparando os resultados dos provetes com furos, da mesma tipologia dos lisos (mesmo tipo de manta e betão) as cargas obtidas são 7 kN mais elevadas, aproximadamente. Este aspeto permite concluir que dos dois parâmetros dos quais depende a capacidade resistente dos provetes *pull-out*, o atrito é o que reflete mais importância.

A comparação gráfica dos resultados experimentais com os determinados pelas expressões analíticas definidas anteriormente para os modelos *push-out* é apresentada nas Figuras 8.7 e 8.8, para o Modelo 1 e 2, respetivamente. O Modelo 3 é em tudo semelhante ao Modelo 2.

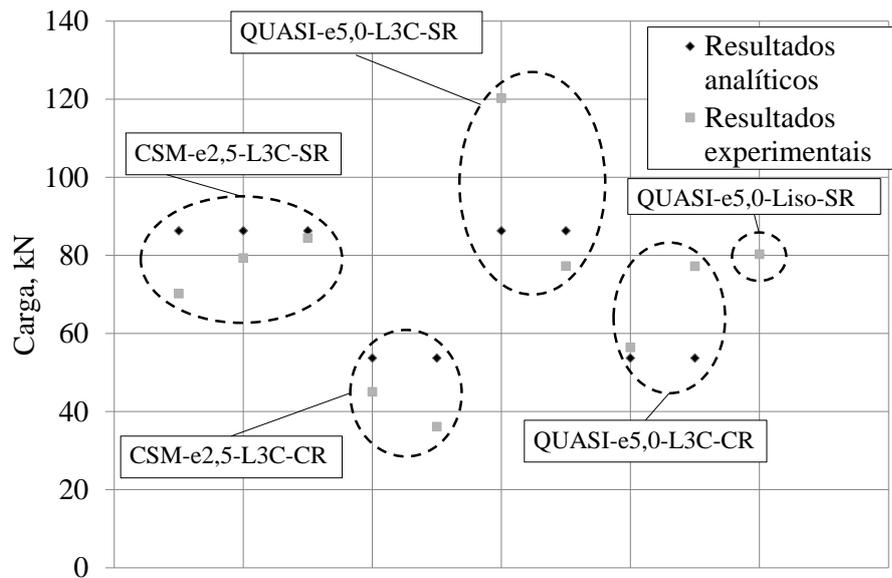


Figura 8.7 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos do Modelo 1 (*push-out*)

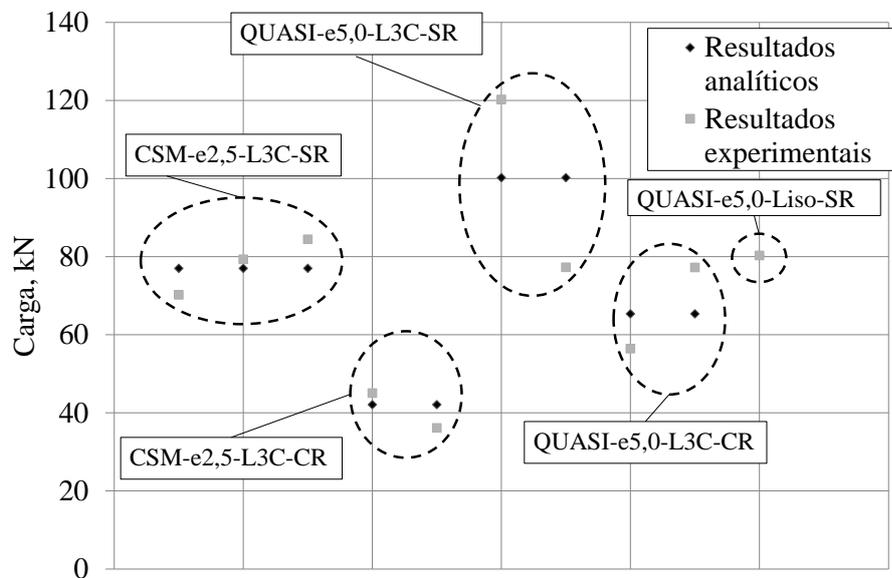


Figura 8.8 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos do Modelo 2 (*push-out*)

Os modelos *push-out* dependem do corte duplo dos pinos de betão, da área de corte do betão, da compressão frontal do conector no betão e do atrito entre os materiais. O parâmetro que traduz mais relevância em todos os modelos estudados é relativo à área de corte do betão. Por sua vez o efeito dos pinos de betão é o menos influente.

Na comparação dos modelos *pull-out* com os *push-out* verifica-se que há parâmetros em comum. O efeito de pino e o atrito são comuns aos dois modos de rotura associados às metodologias *pull-out* e *push-out*, isto é, rotura por tração ou por corte, respetivamente. Nas expressões para determinar a capacidade resistente dos modelos *pull-out* a introdução da parcela relativa ao atrito traduziu resultados válidos. Por sua vez, a mesma parcela, nas expressões dos modelos *push-out* apenas se verificou válida no primeiro modelo. No segundo

e terceiro modelo apresenta coeficiente de regressão negativo, sendo que estas duas expressões não se verificam adequadas para o cálculo da capacidade resistente dos conectores de GFRP.

Dos parâmetros tidos em consideração verifica-se que todos contribuem para a capacidade resistente do conector de diferentes formas, não podendo ser ignorados. A principal dificuldade na obtenção destas expressões reside no número limitado de dados experimentais.

Neste capítulo abordaram-se aspetos preliminares para a obtenção de metodologias analíticas de determinação da capacidade resistente dos conectores planos perfurados em GFRP. As expressões determinadas correspondem a uma primeira tentativa de obter equações adequadas à determinação da capacidade resistente de conectores em GFRP, não permitindo abranger todas as tipologias. No entanto, conseguiu-se isolar os parâmetros mais importantes na determinação da capacidade de carga.

CAPÍTULO 9

Conclusões

9.1 Conclusões gerais

Na presente dissertação foi apresentado um estudo do comportamento de elementos de conexão em GFRP para utilização em painéis *sandwich* de betão, recorrendo a diferentes análises experimentais que serviram de base ao desenvolvimento de metodologias analíticas.

Previamente à realização dos ensaios experimentais foi necessário conceber os provetes a ensaiar. Relativamente à produção dos elementos de GFRP, foi possível resumir algumas conclusões relativas aos processos de fabrico associados ao método de infusão a vácuo e às características dos materiais.

A industrialização da produção de conectores com configurações planas perfuradas ou lisas para aplicação em painéis *sandwich* de betão, e a sua aplicação e manuseamento não requerem mão-de-obra especializada nem um acomodamento em ambiente controlado. No entanto, o método de produção adotado para o fabrico de conectores não será o mais adequado para a industrialização, pois é demasiado dependente da mão-de-obra o que eleva o custo final do material.

Os ensaios de caracterização do GFRP permitem aferir que os provetes realizados com manta QUASI e espessura de 5 mm apresentam um comportamento mais dúctil do que os provetes com manta CSM, QUASI ou manta 100% a $\pm 45^\circ$ e 2,5 mm de espessura, traduzindo assim os benefícios de uma orientação bem definida das malhas e o incremento de espessura. Além disso, os provetes QUASI com 5 mm de espessura atingem cargas aproximadamente o dobro das obtidas nos restantes provetes com espessura de 2,5 mm. Nos provetes executados com manta 100% a $\pm 45^\circ$ -e2,5 verificou-se que após a rotura ainda houve recuperação de carga. Contrariamente, a manta CSM induziu roturas frágeis, mas a carga máxima atingida é suficientemente elevada para a finalidade do conector.

A elaboração dos provetes de ensaio coincide com a produção do betão. A caracterização do betão autocompactável (BAC) e do betão autocompactável reforçado com fibras (BACRFA) permitiu comprovar as qualidades dos betões utilizados e verificou-se a coerência de resultados entre betonagens.

A análise experimental realizada nesta dissertação resume o estudo da conexão de perfis de GFRP em elementos de betão. A campanha experimental englobou a caracterização de provetes submetidos a corte (*push-out*), tração (*pull-out*) e da capacidade resistente do furo (rasgamento). Os ensaios tipo *push-out* permitiram distinguir o comportamento dos conectores contínuos e descontínuos apenas em BACRFA. Nos provetes descontínuos verificou-se rotura do conector através dos furos e/ou esmagamento frontal do conector no betão. No caso dos provetes contínuos, os conectores atingem o final do ensaio praticamente intactos. O corte duplo dos pinos virtuais de betão foi visível em alguns exemplares dos conectores após a finalização do ensaio, principalmente nos provetes QUASI.

Genericamente os conectores descontínuos apresentam cargas mais elevadas relativamente aos contínuos, bem como os provetes com furos em relação aos conectores lisos. Todos os provetes apresentaram rigidez inicial semelhante e elevada, seguindo-se um comportamento dúctil à exceção dos provetes sem furos. As cargas máximas por conector são suficientes para a aplicação final do conector, mesmo considerando a tipologia com capacidades de carga mais baixas.

Os ensaios de tipo *pull-out* traduziram cargas máximas muito próximas entre si, nas diferentes tipologias de provetes testadas. Os conectores QUASI-e5,0-L3C-BACRFA produziram as cargas mais elevadas e as cargas mais baixas foram obtidas com os conectores CSM-e2,5-LISO-BACRFA. Até atingirem a carga de pico, os provetes têm comportamento semelhante, caracterizado pela elevada rigidez. Após esse momento, o comportamento é mais dúctil nos provetes executados em BACRFA e tem uma tendência mais frágil nos provetes executados em BAC. A rotura do conector apenas se verificou nos provetes CSM. Um dos modos de rotura mais observados nos provetes com furos foi a rotura tipo *pry-out*, onde se verificou o destacamento de uma cunha de betão. O comportamento geral dos conectores é descrito inicialmente pela adesão dos dois materiais presentes na ligação entre betão e conector e após a formação das fendas a capacidade carga é garantida pela fricção entre os materiais. A espessura da camada de betão de 10 cm foi suficiente para garantir que a flexão do elemento de betão não influenciava o comportamento da ligação.

Os ensaios de rasgamento resumem a influência do efeito de pino no conector de GFRP. Os principais modos de rotura são a rotura lateral do provete na direção do furo, a rotura inferior do provete abaixo do furo e também a rotura por esmagamento do provete na zona inferior do furo. As cargas que originam os diferentes modos de rotura apresentam valores muito semelhantes nos vários provetes testados, quer para o rasgamento inferior quer para o rasgamento lateral, à exceção dos provetes com espessura de 5 mm. O acréscimo de fibras a 0 e 90° nas mantas QUASI não se traduz num acréscimo relevante de carga nem de ductilidade, relativamente às mantas com fibras orientadas apenas a $\pm 45^\circ$.

A criação de modelos analíticos através do método da regressão linear múltipla visou compreender quais são as variáveis mais relevantes que intervêm em cada tipo de rotura. Foram definidos modelos que permitem determinar a capacidade resistente dos pinos de betão ao corte, da compressão frontal do conector e do atrito que se mobiliza na interface entre betão e GFRP. Os modelos definidos foram baseados em modelos já existentes para conectores em chapa perfurada de aço, tipo *perfibond*, efetuando as devidas adaptações. A elaboração dos modelos teve como base os resultados obtidos na análise experimental. Os resultados experimentais apresentam alguma variabilidade, pelo que a obtenção de bons modelos é difícil. Os modelos apresentados não traduzem todos os possíveis modos de rotura associados ao comportamento dos conectores, mas permitem uma extrapolação de resultados aproximada.

A principal conclusão a retirar é o facto de, independentemente do tipo rotura observada, qualquer um dos conectores testados no decorrer da campanha experimental realizada apresentar um desempenho adequado para garantir, com segurança, o manuseamento, transporte e armazenamento dos painéis *sandwich* de betão, a sua aplicação em obra e o adequado funcionamento estrutural, quando incluído num edifício de habitação.

9.2 Desenvolvimentos futuros

No seguimento do trabalho iniciado na presente dissertação, enumeram-se alguns aspetos a desenvolver futuramente, com o objetivo de complementar os resultados já obtidos.

As propostas para desenvolvimentos futuros abrangem as várias vertentes analisadas nesta dissertação, desde a parte experimental à componente de modelação analítica de resultados.

Na definição e produção dos provetes de GFRP:

- Realizar os provetes de forma manual, em alternativa ao método da infusão a vácuo e testá-los. Esta proposta visa comparar os resultados das características mecânicas relativamente à produção a vácuo.
- Realizar provetes QUASI com 2,5 mm de espessura para ensaios *push-out* e ensaios *pull-out*. A comparação com os provetes CSM-e2,5 será facilitada e ajudaria a compreender os benefícios das malhas QUASI relativamente às malhas CSM.

No que refere aos ensaios *push-out* as principais observações para trabalhos futuros passam por:

- Repetir o ensaio de provetes cujos resultados apresentam maior variabilidade. Assim, os ensaios de *push-out* a repetir seriam relativos a provetes do tipo:

CSM-e2,5-CR,

QUASI-e5,0-L3C-SR,

QUASI-5,0-L3C-CR,

QUASI-e5,0-LISO-SR,

- Realizar ensaios com conectores CSM-e2,5-LISOS com e sem ranhura (CR e SR), para verificar o efeito dos furos. Estes provetes permitem também obter uma rotura apenas pelo betão;
- De igual forma propõe-se a realização de ensaios com conectores QUASI-e5,0-LISOS com ranhura (CR).

Os estudos futuros na análise experimental ao arranque (*pull-out*) incluem:

- Realizar os mesmos ensaios mas com os conetores de GFRP mais embebidos no betão de forma a garantir que ocorre rotura por corte dos pinos de betão e se evitar a rotura por *pry-out* obtida nos conectores com furos. Em trabalhos anteriores verificou-se o corte puro dos conectores tipo CSM-L3C, mas nos trabalhos desenvolvidos nesta dissertação não foi conseguida a rotura dos pinos na generalidade dos provetes QUASI-L3C. Propõe-se assim realizar ensaios com conectores do tipo QUASI-L3C a uma profundidade maior do que aquela a que se encontravam os conectores atuais. Com a nova configuração de provete de ensaio, com o conector mais embebido, é necessário avaliar se ocorrem ou não problemas de flexão no provete. Eventualmente pode repensar-se a geometria do provete, uma vez que neste caso a ligação tenda a ser mais robusta.
- Criar um provete de ensaio com conectores QUASI-L3C em betão BAC que consiga a rotura por corte nos pinos. O objetivo é eliminar a possibilidade de rotura frágil dos provetes de betão sem reforço de fibras de aço. Nestes provetes poderá ser necessário colocar uma armadura que evite a rotura precoce dos provetes. No entanto, há pouco espaço para essa armadura e esta ficará numa posição que talvez não seja de grande eficácia. Será necessário avaliar as dimensões do provete e em alternativa modificar o modo de fixação do provete à base, de forma a prevenir a rotura precoce.
- Realizar ensaios de tipo *pull-out* em provetes com 1 dia de idade, para compreender o comportamento do betão em idade precoce, e verificar se este aspeto altera o comportamento da conexão.

Relativamente aos ensaios de rasgamento sugere-se:

- Realizar ensaios de rasgamento apoiados com a técnica da foto imagem, complementando assim os resultados ao nível das deformações do provete. Na Universidade do Minho já foram desenvolvidos alguns trabalhos preliminares da aplicação da técnica da foto imagem em provetes de GFRP. No entanto, com problemas de configuração de ensaio, sugere-se a continuidade destes estudos com

base nos resultados já obtidos. Esta técnica necessita de equipamento específico de captação de imagens e é necessário deixar uma face do provete livre de obstáculos para permitir a obtenção das mesmas. A complexidade desta metodologia de ensaio reside em definir uma configuração de ensaio que impeça a flexão do provete, mas mantenha uma face deste livre para permitir a captação de imagens.

- Efetuar ensaios de corte em provetes de GFRP. Este tipo de ensaio permitiria complementar a informação relativa aos modos de rotura de um conector plano de GFRP. Os provetes de ensaio consistem em pequenos provetes retangulares, com ranhuras em forma de V, nos lados maiores. As dimensões destes provetes têm que ser ajustadas em função das características do material a testar.

Para a modelação numérica as propostas sugeridas são:

- Dar prosseguimento ao desenvolvimento de modelos analíticos para previsão da capacidade de carga dos conectores analisados. Para a criação de melhores modelos é necessário partir de uma base de dados de resultados experimentais alargada, que inclua uma variação de parâmetros que permita uma boa definição de todas as variáveis relevantes.
- Para os provetes de rasgamento, efetuar uma análise numérica com elementos finitos. Com estes modelos calibrados a partir dos resultados experimentais, é possível efetuar um estudo paramétrico que permita compreender melhor o funcionamento dos provetes e extrapolar resultados para provetes produzidos com outros tipos de mantas ou outras dimensões.

Nesta fase do trabalho, o comportamento global da conexão torna-se mais claro. No entanto, continuam a ser necessários ensaios que acrescentem informação complementar àquela que já foi obtida.

Bibliografia

- Aslan 700 NU-Tie, 2007, Sandwich Wall Connector, Catálogo Técnico fornecido pela Empresa Aslan FRP.
- Barros, J. A. O., 2004, Materiais Compósitos no Reforço de Estruturas, in Jornadas de Engenharia Civil 2004 – Novos Desafios, Universidade do Minho, pp.14.
- Benayoune, A., Ali, A. A., Samad, A. A. & Trikha, D. N., 2007, Flexural Analysis of Composite One and Two Way Sandwich Slabs With Truss Shaped Connectors, The Institution of Engineers, Malaysia, vol. 68.
- Benayoune, A., Samad, A. A., Trikha, D. N., Ali, A. A. & Ellinna, S. H. M., 2008, Flexural behavior of pre-cast concrete sandwich composite panel - Experimental and theoretical investigations, Construction and Building Materials, vol. 22, no. 4, pp. 580-592.
- Bunn, W. G., 2011, CFRP Grid/Rigid Foam Shear Transfer Mechanism for Precast, Prestressed Concrete Sandwich Wall Panels, Faculty of North Carolina State University, Master Thesis, pp. 210.
- CEN 2011, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, EN 1991, Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.
- Cho, K., Park, S. Y., Kim, T. S., Cho, J. R. & Kim, B. S., 2010, Shear Connection System and Performance Evaluation of FRP-concrete Composite Deck, KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 14, no. 6, pp. 855-865.
- Einea, A., Salmon, D. C., Fogarasi, G. J., Culp, T. D. & Tadros, M. K., 1991, State of the Art of Precast Concrete Sandwich Panels, PCI Journal, vol. 36, no. 6, pp. 78-98.
- Especificação do LNEC E397-1993, 1993, Betões – Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão, LNEC, Portugal.
- Ferreira, P. I., 2011, Estudo da ligação entre elementos estruturais de GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer) e painéis de betão reforçados com fibras de aço (BACRFA), pp. 181.

- Figueira, J. D., 2008, Viabilidade da reutilização de resíduos finos provenientes do corte de GFRP na produção de betões, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, pp. 150.
- Frankl, B., Lucier, G., Hassan, T. and Rizkalla, S., 2011, Behavior of Precast, Prestressed Concrete Sandwich Wall Panels Reinforced with CFRP Grid, *PCI Journal*, vol. 56, no. 2, pp. 88-111
- Hauke, B., 2005, Shear conectores for composite members of high strength materials, EUROSTEELL, 4th European Conference on Steel and Composite Structures, Maastricht, The Netherlands, vol. B, pp. 4.2-57 – 4.2-64.
- Insel, E., Olsen, M. D., Tanner, J. E. & Dolan, C. W., 2006, Carbon Fiber Connectors for Concrete Sandwich Panels, *Concrete International*, vol. 28, no. 10, pp. 33-38.
- Jeong, Y. J., Kim, H. Y. & Koo, H. B., 2009, Longitudinal shear resistance of steel - concrete composite slabs with perfobond shear connectors, *Journal of Constructional Steel Research*, no. 65, pp. 81-88.
- Kraus, D., Wurzer, O., 1997, Bearing capacity of concrete dowels. Composite Construction - Conventional and Innovative, IABSE International Conference, Innsbruck, pp. 133-138.
- Lameiras, M., T., S., Azenha, M. & Barros, J., 2010, Comportamento Térmico de Painéis Sandwich constituídos por lâminas em Betão e Conectores de compósito de Polímero Reforçado com Fibras, Technical Report-DEC/E-10, Dep. Civil Eng., University of Minho, pp. 73.
- Lameiras, M.R., Santos T., Valente, I. B., Barros, J. A. O., Azenha, M. A. D., 2010, Comportamento das ligações entre conectores de compósito de polímero reforçado com fibras de vidro e betão auto-compactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) – ensaios de arranque (pull-out tests), Technical report-DEC/E-10, Dep. Civil Eng., School Eng. University of Minho, pp. 41.
- Lee, B. J. & S. Pessiki, 2006, Thermal performance evaluation of precast concrete three wythe sandwich wall panels, *Energy and Buildings*, pp. 1006-1014.
- Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P., Harre, W., 1987, Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbundtragwerke mit höher dauerfestigkeit (New advantageous shear connection for composite structures with high fatigue strength). *Beton und Stahlbetonbau*, vol. 62, no. 12, pp. 325-331
- Maximos, H. N., Pong, W. A., Tadros, M. K. & Martin, L. D., 2007, Behavior and Design of Composite Precast Prestressed Concrete Sandwich Panels with NU-Tie, UNL Technical Report, University of Nebraska – Lincoln, Civil Engineering, pp. 28.

- Naito, C. Hoemann, J. M., Bewick, B. T. & Hammons, M. I., 2009, Evaluation of shear Tie connectors for use in insulated Concrete Sandwich Panels, Air Force Research Laboratory, Interim Technical Report, pp. 37.
- Nishido, T., Fujii, K., Ariyoshi, T., 2000, Slip behaviour of Perfobond rib shear connectors and its treatment in FEM. Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Alberta, pp. 379-390.
- Oguejiofor, E. C., 1994, Perfobond rib shear connectors for composite beams. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- Oguejiofor, E. C., Hosain, M. U., 1996, Numerical analysis of push-out specimens with Perfobond rib connectors, *Computer and Structures*, vol. 62, no. 4, pp. 617-624.
- PCI Committee Report, 1997, State-of-the-art of precast / prestressed sandwich wall panels, *PCI Journal*, vol.42, no. 2.
- Peikko Group, 2010, Ties and Connector Pins, Catálogo Técnico fornecido pela Empresa Peikko.
- Pereira, B., Barros, J. & Camões, A., 2004, Betão Autocompactável Reforçado com Fibras de Aço: método de concepção e propriedades mecânicas, APEB-Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto, pp. 25-31.
- Pessiki, S. & Mlynarczyk, A., 2003, Experimental Evaluation of the Composite Behavior of Precast Concrete Sandwich Wall Panels, *PCI Journal*, Precast/Prestressed Concrete Institute, vol. 48, no. 2, pp. 54-71.
- Rizkalla, S. H. and M. Dawood, 2009, Advances on the Use of FRP for the Precast Concrete Industry, FRPRCS-9, Sydney, Australia.
- Rizkalla, S., Hassan, T. and Lucier, G., 2009, FRP Shear Transfer Mechanism for Precast, Prestressed Concrete Sandwich Load Bearing Panels, *ACI Special Publication 31*, vol. 265, pp 603 - 626.
- Salmon, D. C., Einea, A., Tadros, M. K. & Culp, T. D., 1997, Full-Scale Testing of Precast Concrete Sandwich Panels, *ACI Structural Journal*, vol. 94, pp. 354-362.
- Seeber, K. E., 2011, State-of-the-art of precast/ prestressed sandwich wall panels, *PCI Journal*, vol. 42, no. 2, pp. 94-132.
- Silva, M. A. P., 2011, Universidade Federal de Viçosa, Modelos semiempíricos para estimativa da capacidade resistente de conetores de cisalhamento Crestobond e Perfobond, Tese de Doutorado, Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo, Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e Rita de Cássia Sant'Anna Alvarenga.

- Techrete, May 2004, Precast concrete insulated cladding panels, Concrete, vol. 38, no. 5, pp. 4.
- Valente, M. I., 2007, Estudo Experimental de Sistemas de Conexão, Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, pp. 411
- Veríssimo, G. S., 2007, Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento, Tese de Doutoramento, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Vieira, W. B., 2009, Avaliação comparativa da contribuição do efeito do concreto em conectores de cisalhamento em chapa perfurada, Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa – Minas Gerais, Relatório final, pp. 88.
- Zellner, W., 1987, Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors, N.H. Henniker (Ed.) IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction, pp. 240-252.

Sites consultados

- Associação Industrial do Poliestireno Expandido, www.acepe.pt/eps/eps_qeps.asp, 27-12-2011
- CFS, http://www.cfsnet.co.uk/acatalog/methods_mixingcatalyst.html, 2-3-2012
- Composite Global Solutions, <http://www.compositeglobal.com>, 02-02-2012
- Fibrolux, <http://fibrolux.com/de/main/gfk-profile/pultrusion/>, 1-3-2012
- J&J Mechanic, <http://www.jjmechanic.com/process/handlayup.htm>, 2-3-2012
- SELCOM Multiaxial Technology, <http://www.multiaxialfabricselcom.com>, 17-4-2012

ANEXO 6.1

Curvas tensão vs. extensão do conector dos provetes de *pull-out* (flexão do GFRP)

Tabela A6.1 – Curvas tensão vs. extensão do conector dos provetes de *pull-out* (flexão do GFRP)
(Parte 1)

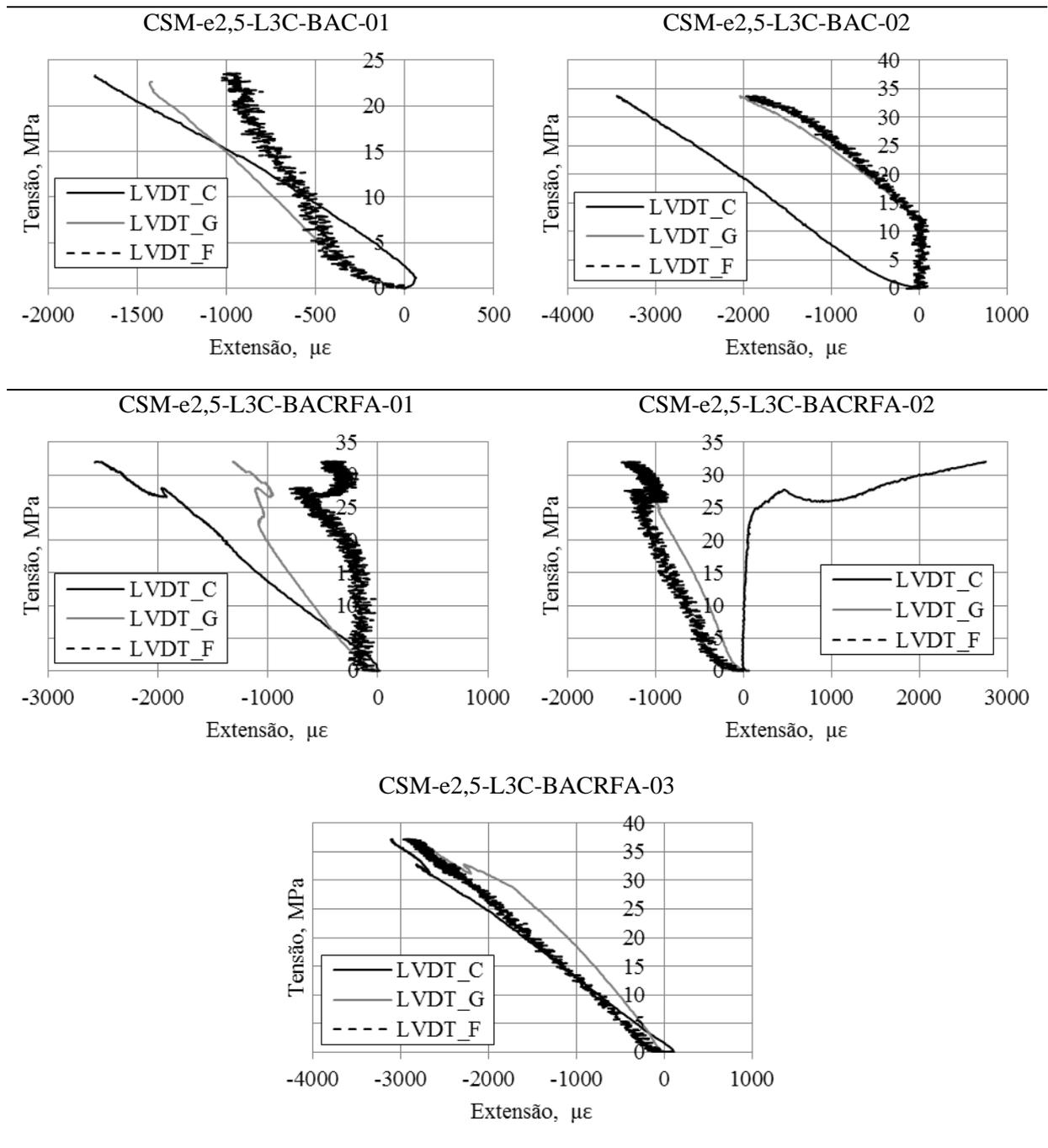


Tabela A6.1 – Curvas tensão vs. extensão do conector dos provetes de *pull-out* (flexão do GFRP)
(Parte 2)

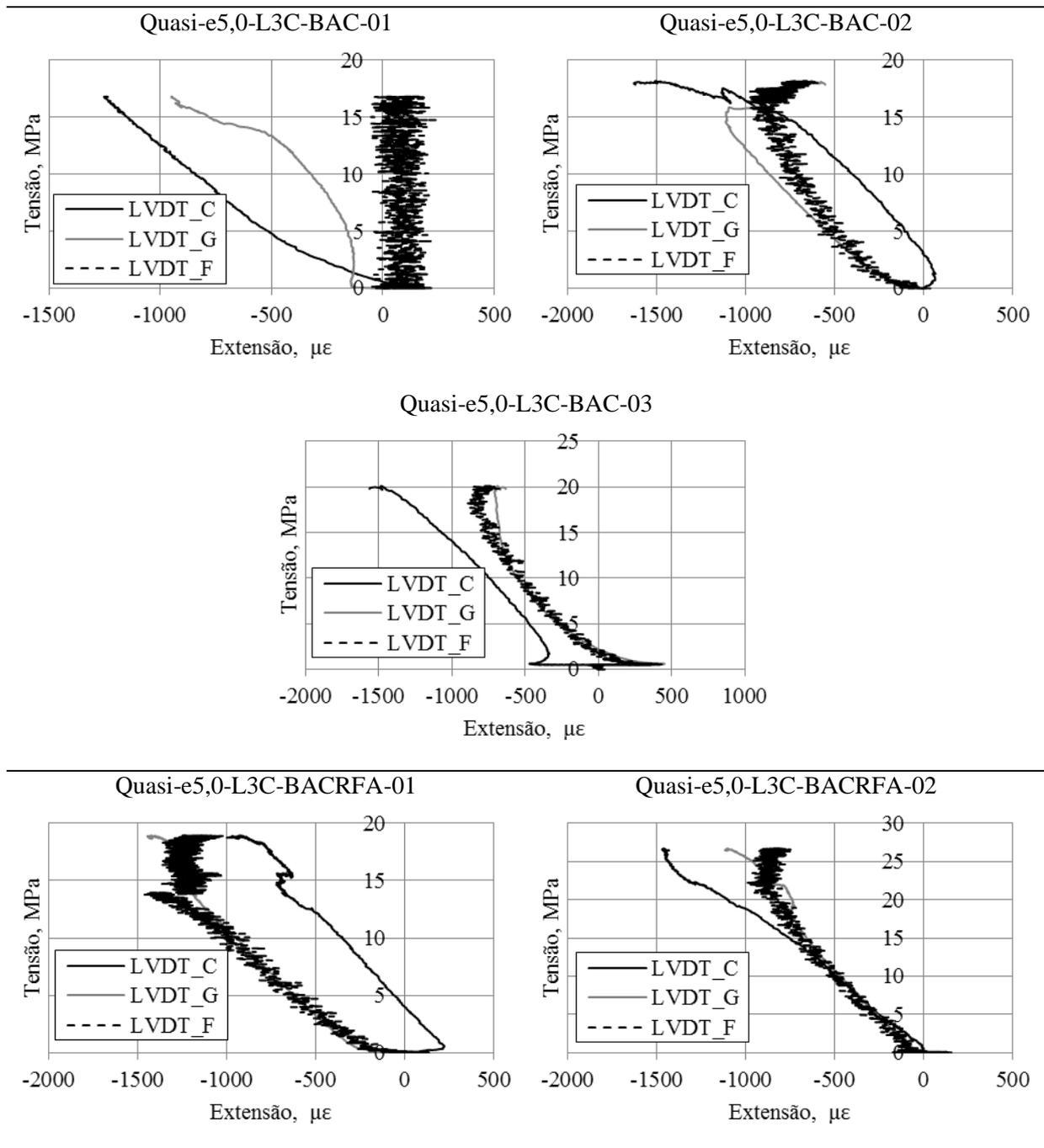
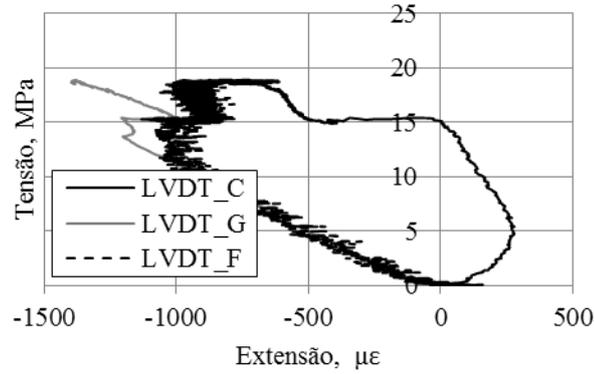
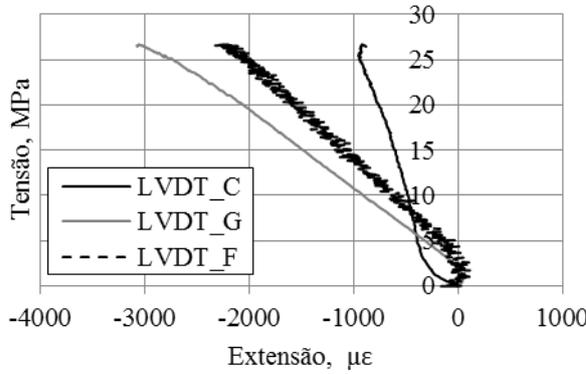


Tabela A6.1 – Curvas tensão vs. extensão do conector dos provetes de *pull-out* (flexão do GFRP)
(Parte 3)

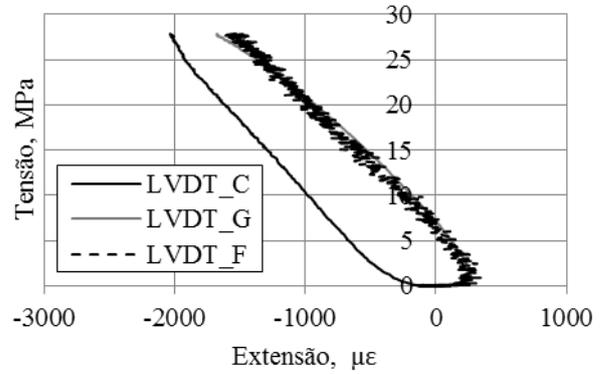
Quasi-e5,0-L3C-BACRFA-03



CSM-e2,5-Liso-BAC-01



CSM-e2,5-Liso-BAC-02



CSM-e2,5-Liso-BAC-03

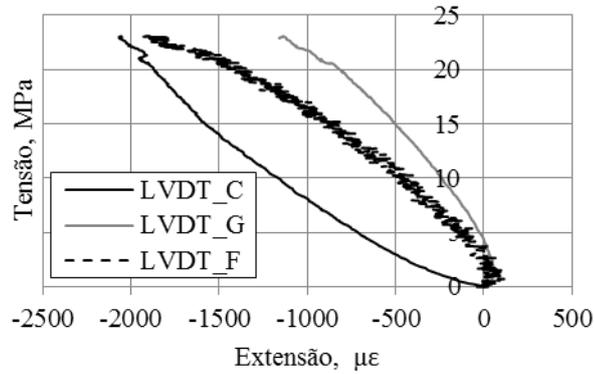


Tabela A6.1 – Curvas tensão vs. extensão do conector dos provetes de *pull-out* (flexão do GFRP)
(Parte 4)

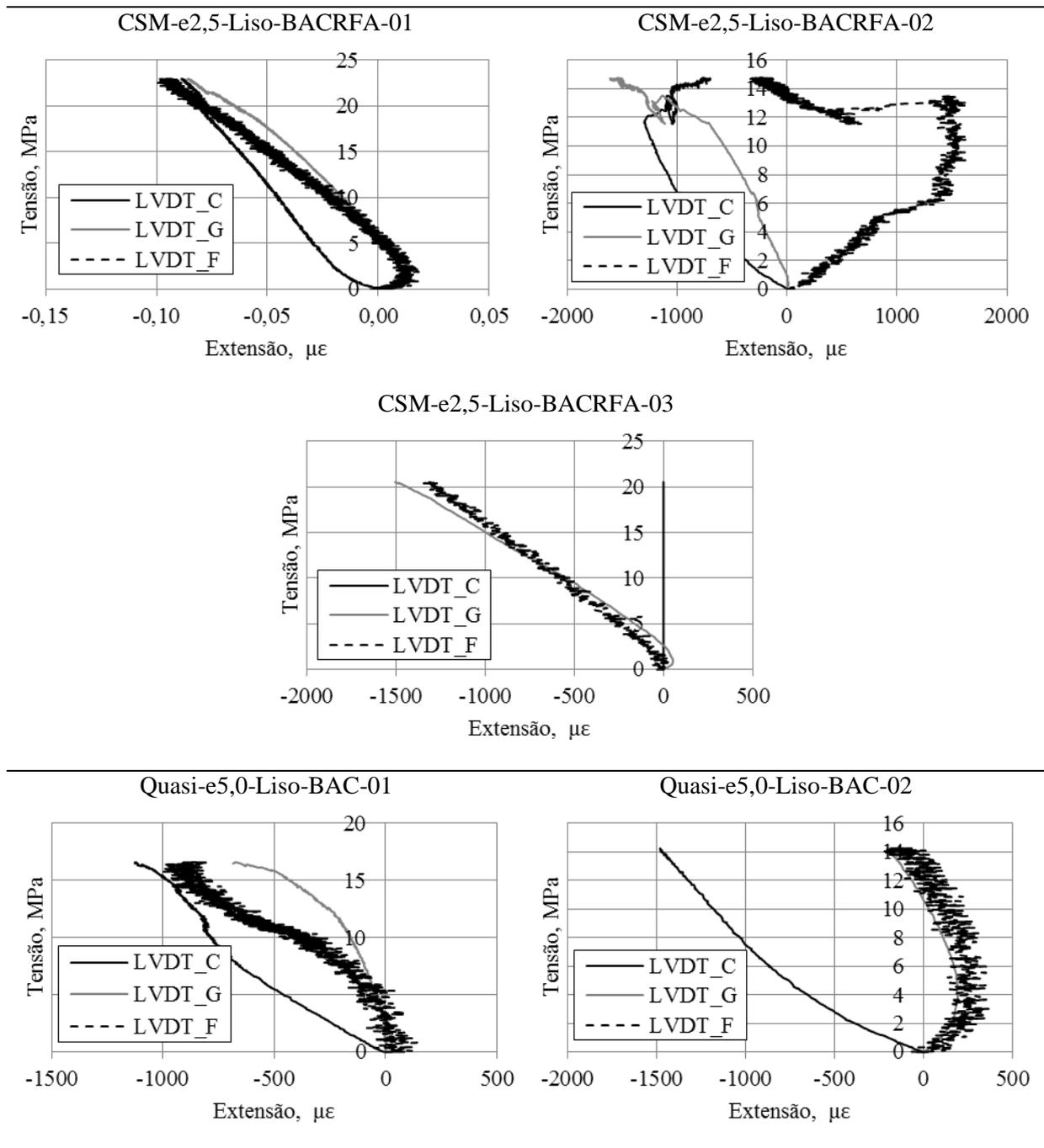
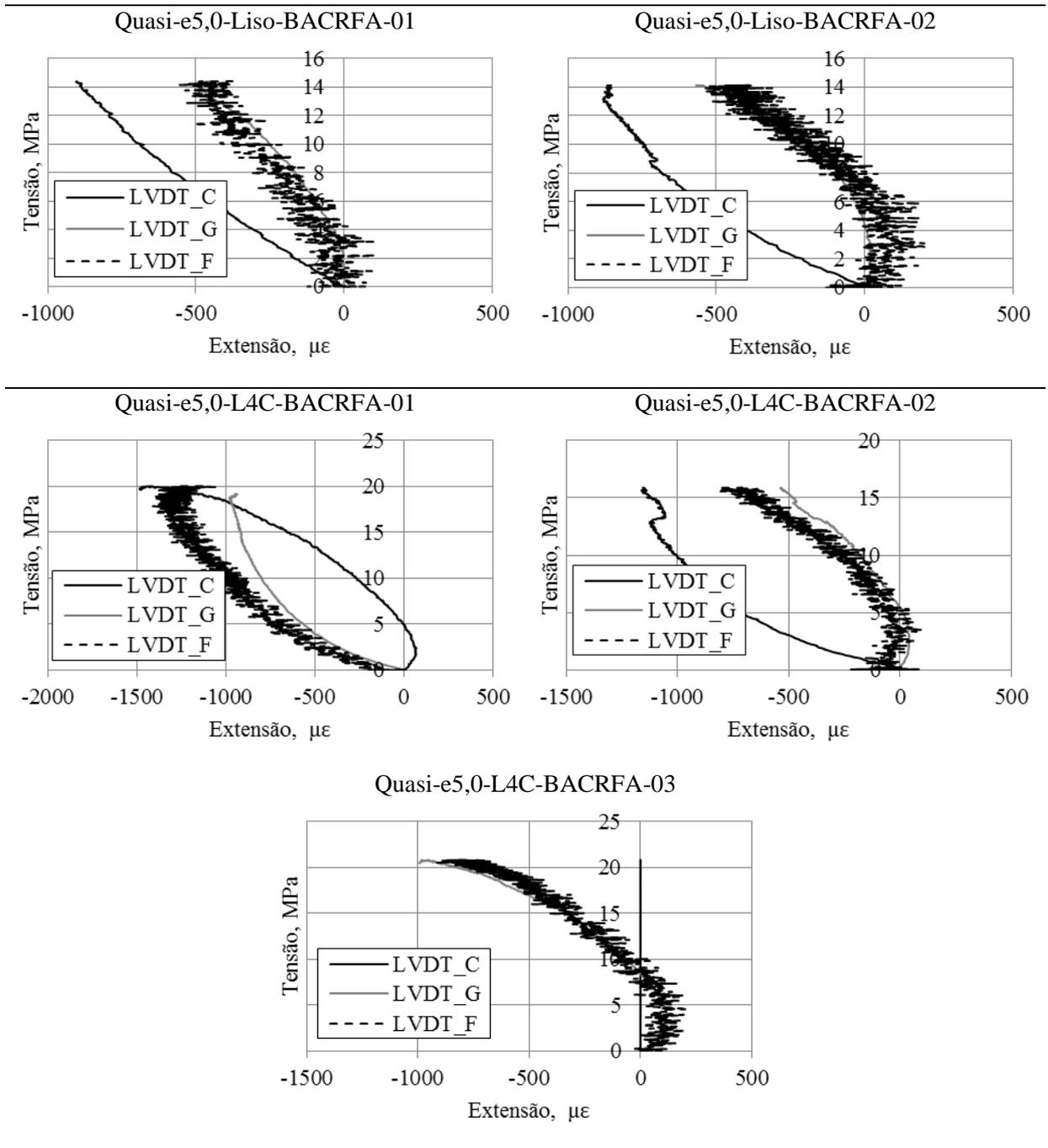


Tabela A6.1 – Curvas tensão vs. extensão do conector dos provetes de *pull-out* (flexão do GFRP)
(Parte 5)



ANEXO 7.1

Curvas carga *vs.* deslocamento dos provetes de rasgamento

Tabela A7.1 – Curvas carga vs. deslocamento dos provetes de rasgamento lateral

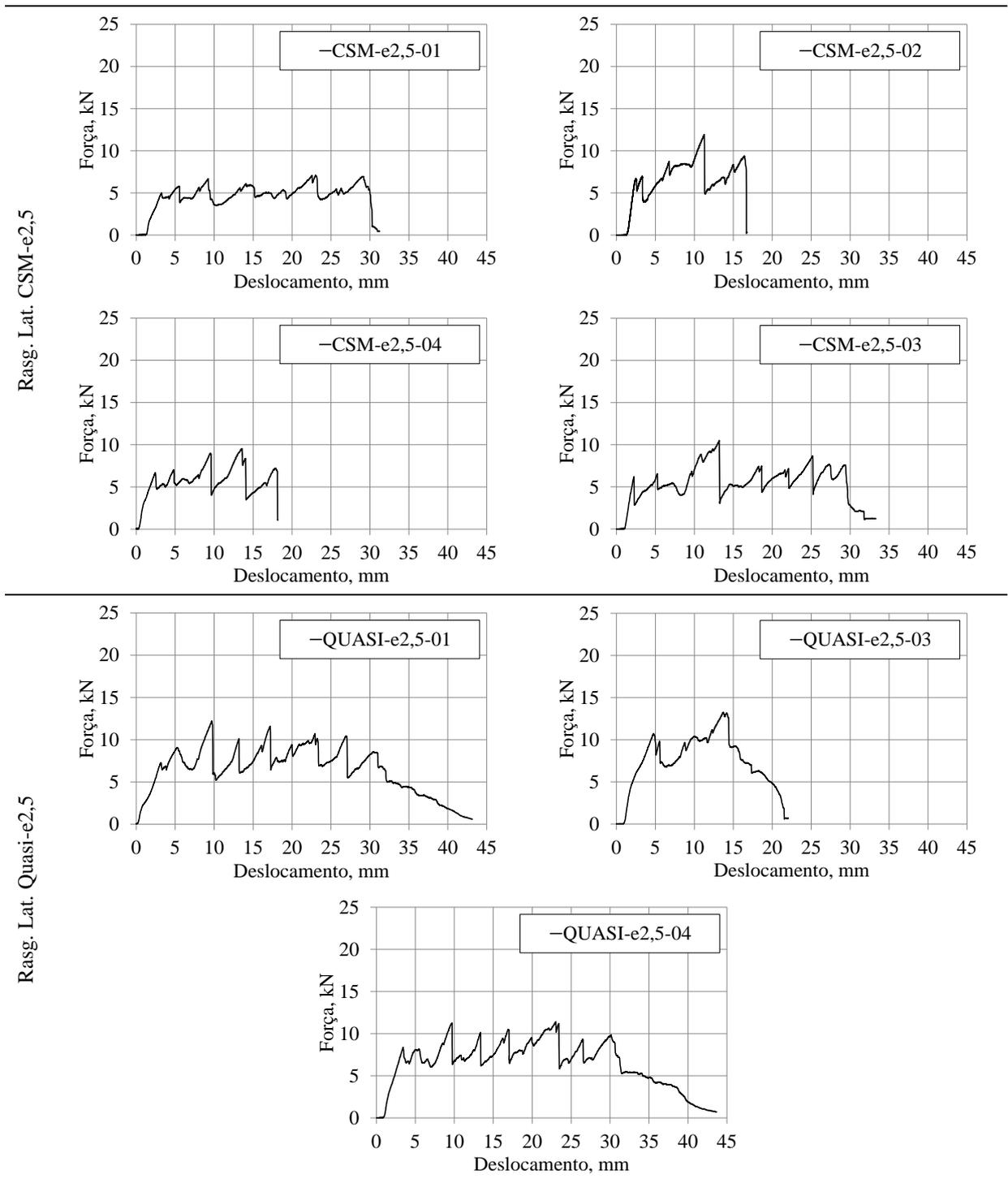
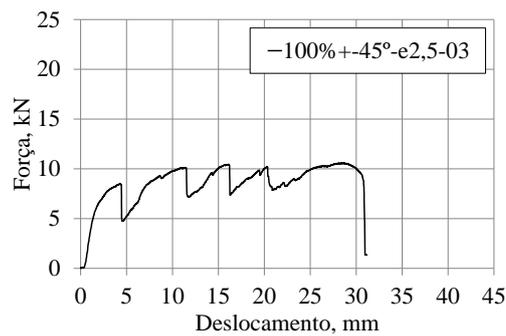
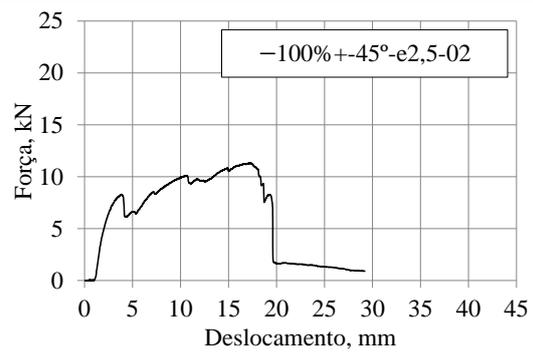
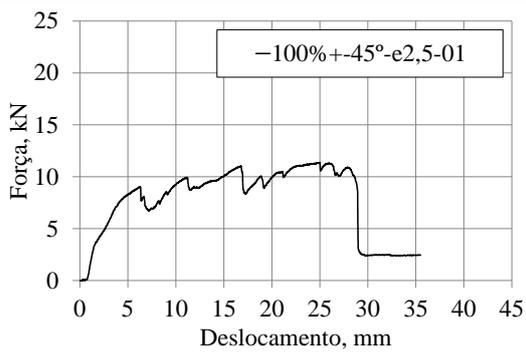


Tabela A7.1 – Curvas carga vs. deslocamento dos provetes de rasgamento lateral (continuação)

Rasg. Lat. 100% a +- 45°-e2,5



Rasg. Lat. Quasi-e5,0

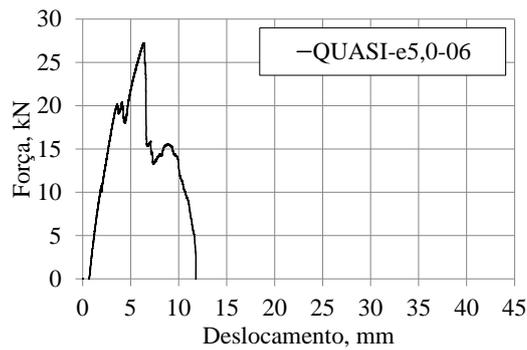
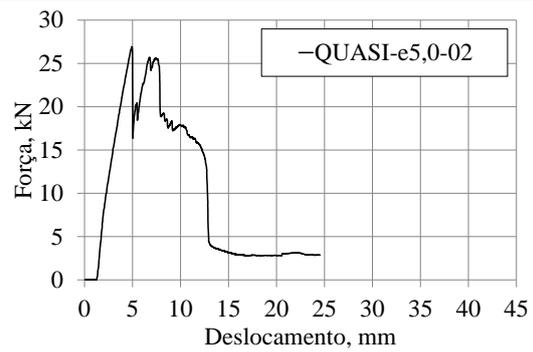
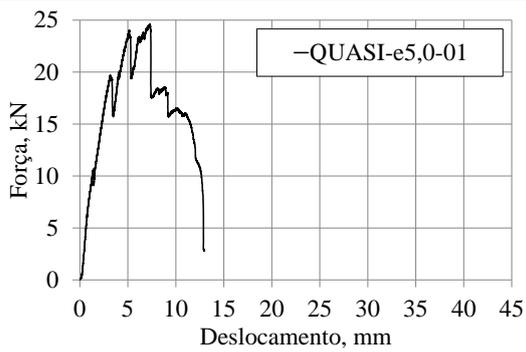
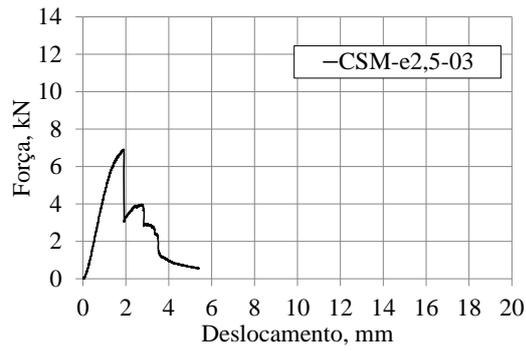
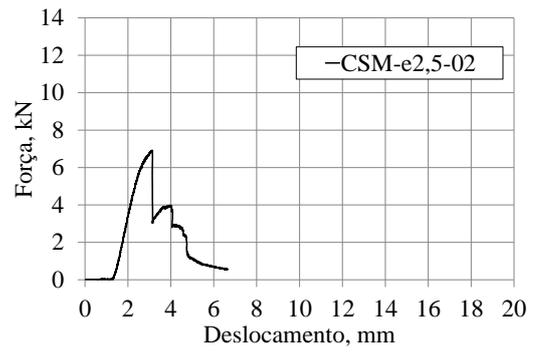
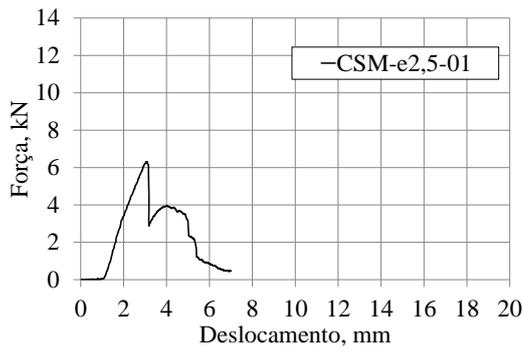


Tabela A7.2 – Curvas carga vs. deslocamento dos provetes de rasgamento inferior

Rasg. Inf. CSM-e2,5



Rasg. Inf. Quasi-e2,5

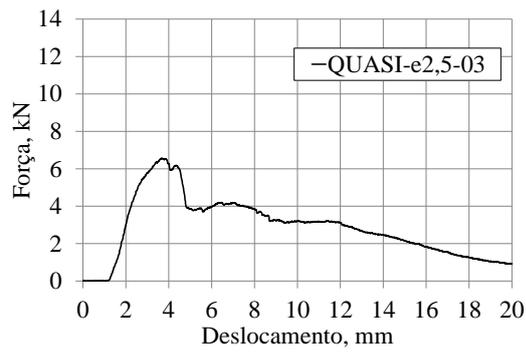
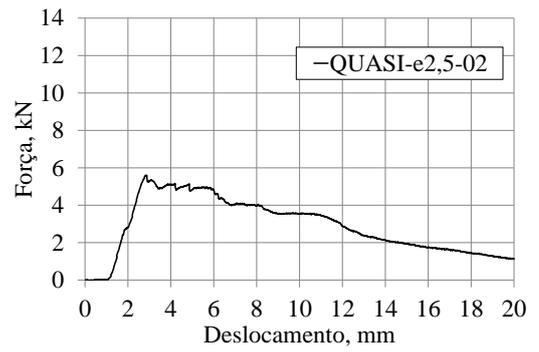
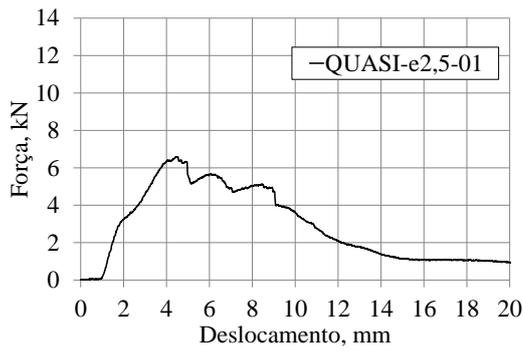
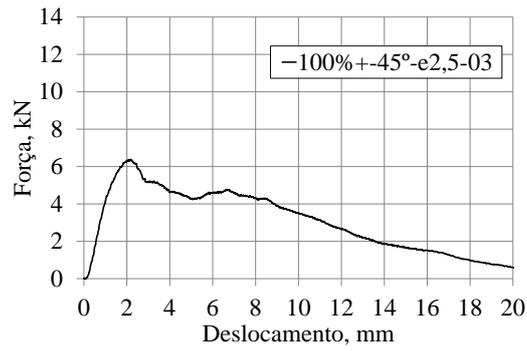
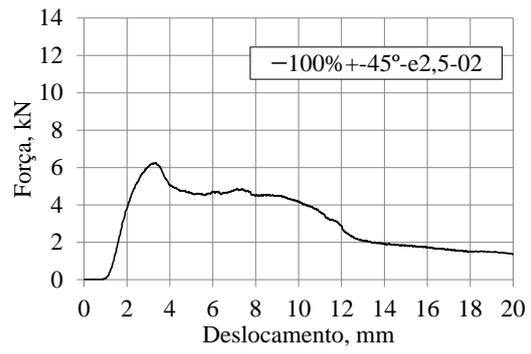
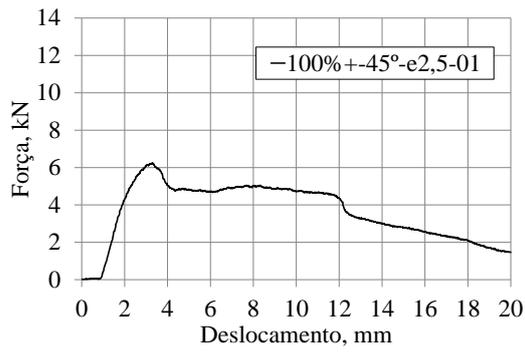


Tabela A7.2 – Curvas carga vs. deslocamento dos provetes de rasgamento inferior (continuação)

Rasg. Inf. 100% a +-45°-e2,5



Rasg. Inf. Quasi-e5,0

