



Matilde Pereira Azevedo

Estudo do comportamento de painéis
sandwich com conectores em GFRP.
Ensaios à escala real.

Universidade do Minho
Escola de Engenharia





Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Matilde Pereira Azevedo

Estudo do comportamento de painéis
sandwich com conectores em GFRP.
Ensaios à escala real.

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

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

AGRADECIMENTOS

O trabalho desenvolvido durante esta dissertação que, agora vejo terminada não seria possível sem o apoio de um conjunto de pessoas. Apenas com a colaboração ou a simples presença dessas pessoas foi possível a realização deste trabalho.

Juntamente com o término da dissertação, vejo concluída mais uma fase da minha vida. Por esta razão dirijo também os meus agradecimentos a todas as pessoas que me acompanharam ao longo destes cinco anos, na realização do curso de Engenharia Civil.

A todos dirijo o meu sentido obrigada, não podendo, contudo deixar de fazer alguns agradecimentos mais personalizados.

- À Professora Isabel Valente, minha orientadora, pela sua dedicação, disponibilidade e sabedoria, sempre presentes durante este trabalho.
- Ao Engenheiro Rodrigo Lameiras, pela paciência e pelo tempo despendido na realização dos ensaios, tendo sido a sua orientação imprescindível.
- Ao Professor Joaquim Barros, pela disponibilidade e por partilhar os seus valiosos conhecimentos sobre o tema em estudo.
- Aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, em especial ao Sr. Matos, Marco e Carlos, que sem o seu apoio arrisco-me a dizer que não seria possível a realização deste trabalho.
- Aos meus amigos, Abel, Elisa e Cindy que me acompanharam desde o primeiro dia na descoberta de uma nova cidade e de um novo modo de vida. E aos outros que fui conhecendo ao longo destes maravilhosos cinco anos a quem tive a honra de chamar amigo. A todos que tornaram os momentos no “buraco” menos desanimadores, e que por vezes se tornaram momentos divertidos e de comemoração.
- Ao meu namorado, Tiago, pelo seu carinho e apoio. Agradeço principalmente pela sua presença e pelo ânimo dado nos momentos menos felizes.
- Aos meus pais e à minha irmã pelo suporte, amor incondicional e por entenderem que este trabalho me roubou algum tempo, que costumava ser dedicado a eles.
- Por último, mas não menos importante, agradeço à linda e maravilhosa cidade de Guimarães e às pessoas que a tornam tão especial. Cidade esta, que me acolheu calorosamente durante estes anos.

A presente dissertação foi desenvolvida no âmbito do Projeto LEGOUSE - Pré-fabricação Modular de Edifícios de Custos Controlados, Projeto em Co-Promoção nº2009/005387, ao qual agradeço o contributo financeiro que permitiu a realização dos ensaios experimentais descritos.

RESUMO

O trabalho desenvolvido nesta dissertação decorre no âmbito do projeto de investigação “LEGOUSE – Pré-fabricação Modular de Edifícios de Custos Controlados”. Neste projeto, procura-se desenvolver uma solução inovadora para a construção de casas modulares, utilizando painéis *sandwich* de betão pré-fabricados.

Os painéis de parede *sandwich* analisados são compostos por duas camadas externas de betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) com espessura de 60 mm, e por uma camada de isolamento interior de poliestireno expandido (EPS) com 60 mm de espessura, ligadas entre si mecanicamente através de conectores. Para minorar as pontes térmicas que resultam da utilização de conectores metálicos, é proposta uma solução inovadora que utiliza conectores em GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*).

Neste trabalho procura-se avaliar o comportamento estrutural desta solução. Estes painéis incorporam o sistema estrutural da edificação, devendo serem capazes de suportar cargas laterais, principalmente associadas ao vento, resistir a ações sísmicas e cargas gravíticas e também admitir deformações causadas por variações de temperatura. É desenvolvido um estudo experimental para avaliar o comportamento estrutural do painel proposto, quando sujeito a esforços de flexão e flexão composta. Para tal, são ensaiados provetes de 3 tipos: vigas com 1.245 m de desenvolvimento e 0.2 m de largura, faixas de parede de 3.0 m de desenvolvimento e 1.0 m de largura e painéis à escala real com 2.0 m × 2.0 m, com e sem abertura. Em todos estes elementos, mantêm-se as dimensões da secção transversal, que apresenta duas camadas de betão com 60 mm de espessura e uma camada intermédia de isolamento também com 60 mm de espessura. Através dos ensaios realizados, é possível identificar e descrever os modos de rotura e as componentes da ligação que originam o colapso e compreender o comportamento estrutural dos elementos analisados.

Para além dos aspetos referidos, este estudo pretende recolher dados essenciais à futura construção e calibração de modelos numéricos, permitindo a criação de uma ferramenta de análise capaz de avaliar a resposta global de estruturas compostas pelos painéis *sandwich* em estudo.

Palavras-chave: Painel *sandwich*, conector em GFRP, BACRFA, análise experimental.

ABSTRACT

The work developed in this thesis is part of the research project “LEGOUSE – Development of cost competitive pre-fabricated modular buildings”. This project is focused on the development an innovative solution for building modular homes, using precast *sandwich* panels.

The *sandwich* wall panels analyzed are composed of two external wythes of Steel Fiber Self-Compacting Concrete (SFRSCC) with 60 mm thickness, and an inner insulating layer of expanded polystyrene (EPS), also with 60 mm thickness. The SFRSCC layers are mechanically connected with each other through shear connectors. An innovative connector, made out of GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) is chosen to avoid the thermal bridges that result from the use of metallic connectors.

This work attempts to assess the structural behavior of the proposed solution. These panels incorporate the structural system of the building, and therefore should be able to withstand lateral loads, mostly related to wind and seismic actions, gravity loads and also admit deformation caused by temperature variation. An experimental study is developed to assess the structural behavior of the proposed panel, when subjected to either bending or bending combined with axial force. Considering this, three kind of specimens are tested: *sandwich* beams with 1.245 m length and 0.2 m width, *sandwich* wall strips with 3.0 m length and 1.0 m width and full-scale *sandwich* panels, with 2.0 m × 2.0 m, with a central opening in some of the produced specimens. In all the mentioned specimens, the cross section is similar, with two external SFRSCC layers of 60 mm thickness and one internal layer of EPS, also of 60 mm thickness. With the experimental program carried out, it is possible to describe the failure modes, identify the panel component that originates failure and also, to understand the global structural behavior of the analyzed elements.

This study also provides essential data for future construction and calibration of numerical models, enabling the creation of analysis tools that can assess more precisely the overall response of constructions where the proposed *sandwich* panels are used.

Keywords: *sandwich* panel, GFRP connector, SFRSCC, experimental analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vii
ÍNDICE GERAL	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE QUADROS	xxiii

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Estrutura da dissertação	3

CAPÍTULO 2

ESTADO DO CONHECIMENTO	5
2.1 Introdução	5
2.1.1 Definição de Pannel <i>sandwich</i>	5
2.1.2 História	6
2.1.3 Vantagens e desvantagens do sistema <i>sandwich</i>	8
2.1.4 Tipos de painéis.....	9
2.1.5 Aplicações	11
2.2 Constituintes dos painéis de parede <i>sandwich</i>	12
2.2.1 Panos de betão	12
2.2.2 Camada de isolamento (núcleo)	13
2.2.3 Elemento de ligação - conector	14
2.3 Comportamento estrutural dos painéis <i>sandwich</i> : Grau de interação.....	16
2.4 Comportamento estrutural dos painéis <i>sandwich</i> : Modo de rotura	19
2.4.1 Ensaio de flexão simples	20
2.4.2 Ensaio pseudo-estático cíclico	26
2.4.3 Painéis <i>sandwich</i> sujeitos a carregamento axial.....	34

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS SANDWICH	39
3.1 Introdução	39
3.2 Geometria dos provetes de ensaio	40
3.3 Fabrico dos provetes	41
3.3.1 Conector de GFRP	42
3.3.2 Betonagem.....	43
3.4 Caracterização dos materiais	45
3.4.1 Polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP)	45
3.4.2 Betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA)	46
3.5 Configuração de ensaio	47
3.5.1 Condições de apoio e carregamento.....	48
3.5.2 Preparação do ensaio e instrumentação.....	48
3.6 Modos de rotura e padrão de propagação de fendas.....	51
3.7 Resultados e discussão	58
3.7.1 Curvas de carga-flecha a meio vão	58
3.7.2 Deformação vertical ao longo do eixo longitudinal.....	61
3.7.3 Ligação entre o conector de GFRP e as camadas de betão	63
3.7.4 Grau de interação	64

CAPÍTULO 4.

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE FAIXAS DE PAREDE SANDWICH.....	67
4.1 Introdução	67
4.2 Geometria dos provetes de ensaio	67
4.3 Fabrico dos provetes	70
4.3.1 Conector de GFRP	70
4.3.2 Betonagem.....	71
4.4 Caracterização dos materiais	74
4.4.1 Polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP)	75
4.4.2 Betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA)	76
4.5 Configuração de ensaio	77
4.5.1 Condições de apoio e carregamento.....	78
4.5.2 Preparação do ensaio e instrumentação.....	79
4.6 Modos de rotura e padrão de propagação de fendas.....	82

4.7 Resultados e discussão	92
4.7.1 Curvas de carga-flecha a meio vão	92
4.7.2 Ligação entre o conector de GFRP e as camadas de betão	97
4.7.3 Extensão nos conectores de GFRP.....	99
4.7.4 Grau de interação	104

CAPÍTULO 5

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE PAREDE DE TIPO SANDWICH.....	109
5.1 Introdução.....	109
5.2 Geometria dos provetes de ensaio	110
5.3 Fabrico dos provetes	114
5.3.1 Conector de GFRP	114
5.3.2 Betonagem.....	115
5.4 Caracterização dos materiais	119
5.4.1 Polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP)	119
5.4.2 Betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA).....	119
5.5 Ensaio axial com carregamento excêntrico	121
5.6 Ensaio de tipo pseudo-estático com carregamento cíclico	121
5.7 Configuração de ensaio	121
5.7.1 Condições de apoio e carregamento.....	124
5.7.2 Preparação do ensaio.....	128
5.7.3 Instrumentação	136
5.8 Modos de rotura e padrão de propagação de fendas.....	139
5.9 Resultados e discussão do ensaio de carga axial	142
5.9.1 Rigidez axial.....	142
5.10 Resultados e discussão do ensaio pseudo-estático	146
5.10.1 Funcionamento conjunto dos dois panos de betão.....	151
5.10.2 Capacidade de carga-deformação	152
5.10.3 Rigidez cíclica.....	156
5.10.4 Comparação da rigidez dos 4 painéis.....	159
5.10.5 Deformação de corte	160
5.10.6 Cargas de projeto.....	163

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES..... 165

6.1 Conclusões gerais 165

6.2 Desenvolvimentos futuros 167

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 169

ANEXOS 175

ANEXO I

Cálculo do momento de inércia das vigas *sandwich* 177

ANEXO II

Extensões medidas nos conectores das faixas de parede..... 181

ANEXO III

Cálculo do momento de inércia das faixas de parede *sandwich*..... 183

ANEXO IV

Gráficos de força – deslocamento imposto pelo atuador, dos Painéis 4, 5 e 6..... 187

ANEXO V

Gráficos de força – tempo, dos Painéis 4, 5 e 6..... 189

ANEXO VI

Gráficos de força – deslocamento lateral, dos Painéis 4, 5 e 6..... 191

ANEXO VII

Deformação de corte..... 193

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

ESTADO DO CONHECIMENTO	5
Figura 2.1: Constituintes de um painel <i>sandwich</i>	5
Figura 2.2: Tipos de conectores.....	9
Figura 2.3: Estrutura com painéis <i>sandwich</i> de betão (Gleich, 2007).....	10
Figura 2.4: Acabamento em gravilha de pedras naturais (Olmec Italy).....	11
Figura 2.5: Acabamento em gravilha de mármore (Olmec Italy)	11
Figura 2.6: (a) Canal de secção retangular; (b) Muro de suporte; (c) Galeria de secção retangular (Bertini, 2002)	12
Figura 2.7: Exemplos de conectores (PCI, 1997).....	14
Figura 2.8: Conectores com comportamento unidirecional (PCI, 2011).....	15
Figura 2.9: Conectores com comportamento bidirecional (PCI, 2011).....	16
Figura 2.10: Distribuição de tensões em painéis <i>sandwich</i> de betão sujeitos à flexão, adaptado de Benayoune et al. (2008).....	18
Figura 2.11: Esquema de ensaio do painel de 2 m x 0.75 m, adaptado de Benayoune et al. (2008)	20
Figura 2.12: Esquema de ensaio dos painéis menores (Benayoune et al., 2008).....	21
Figura 2.13: Fendilhação típica de lajes armadas em duas direções (Benayoune et al., 2008)	21
Figura 2.14: Modalidades de carregamento (Gara et al., 2012)	22
Figura 2.15: Ensaio de flexão: rotura da camada inferior de betão armado (Gara et al., 2012).....	24
Figura 2.16: Deslizamento das camadas de betão e compressão da camada de isolamento (Soriano e Rizkalla, 2013).....	25
Figura 2.17: Aplicação de carga uniformemente distribuída (Pissiki e Mlynarczyk, 2013)	25
Figura 2.18: Composição do painel <i>sandwich</i> , adaptado de Pavesa e Bournas (2011).....	27
Figura 2.19: Geometria dos painéis estudados por Pavesa e Bournas (2011).....	27
Figura 2.20: Painel em consola (Pavesa e Bournas, 2011).....	28
Figura 2.21: Painel bi-encastado (Pavesa e Bournas, 2011)	28
Figura 2.22: Padrão de fendilhação (<i>drift</i> de 0.4%) (Pavesa e Bournas, 2011).....	29
Figura 2.23: Canto com betão lascado e armadura dobrada (Pavesa e Bournas, 2011).....	29
Figura 2.24: Fendas de corte distribuídas (Pavesa e Bournas, 2011).....	29

Figura 2.25: Degradação do betão (Pavesa e Bournas, 2011).....	29
Figura 2.26: Fenda de compressão diagonal (Pavesa e Bournas, 2011).....	30
Figura 2.27: Fenda horizontal na base dos painéis (Pavesa e Bournas, 2011).....	30
Figura 2.28: Fendas de corte paralelas à biela de compressão em paredes com janelas (Pavesa e Bournas, 2011).....	31
Figura 2.29: Fendas de corte paralelas à biela de compressão em paredes com portas (Pavesa e Bournas, 2011)	31
Figura 2.30: Painel <i>sandwich</i> sem abertura, adaptado de Ricci et al. (2013).....	31
Figura 2.31: Painel <i>sandwich</i> com abertura, adaptado de Ricci et al. (2013)	32
Figura 2.32: Padrão de fendilhação dos painéis sem abertura (Ricci et al., 2013).....	33
Figura 2.33: Padrão de fendilhação dos painéis com abertura (Ricci et al., 2013)	33
Figura 2.34: Painel <i>sandwich</i> com conector em treliça metálica, adaptado de Benayoune et al. (2007)	34
Figura 2.35: Set-up adaptado de Benayoune et al. (2006).....	35
Figura 2.36: Pormenor de carregamento axial adaptado de Benayoune et al. (2006).....	35
Figura 2.37: Conector do painel 1 adaptado de Mohamad e Mahdi (2011).....	37
Figura 2.38: Conector do painel 2 adaptado de Mohamad e Mahdi (2011).....	37
Figura 2.39: Modo de rotura (Mohamad e Mahdi, 2011).....	38

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS SANDWICH	39
Figura 3.1: Geometria e secção da viga <i>sandwich</i> , em mm	40
Figura 3.2: Geometria do conector de GFRP [mm]	40
Figura 3.3: Secções de referência para medição das espessuras reais [mm].....	41
Figura 3.4: Conector de GFRP	42
Figura 3.5: Referencial tomado na orientação das fibras	42
Figura 3.6: Espaçador de 15 mm.....	44
Figura 3.7: Betonagem das vigas <i>sandwich</i>	44
Figura 3.8: Curvas tensão-extensão dos conectores de malha CSM e malha multidirecional (Lameiras, 2014).....	46
Figura 3.9: Provete (Gonçalves, 2012).....	46
Figura 3.10: Esquema do ensaio de flexão, em vigas <i>sandwich</i>	47
Figura 3.11: Apoios utilizados no ensaio de flexão simples	48
Figura 3.12: Configuração de ensaio	48

Figura 3.13: Sistema de suporte da instrumentação	49
Figura 3.14: Fixação dos transdutores nos topos das vigas <i>sandwich</i>	49
Figura 3.15: Instrumentação das Vigas 1, 2, 4 e 5	50
Figura 3.16: Transdutores das Vigas 3 e 6, vista de trás [mm]	50
Figura 3.17: Resumo da instrumentação utilizada.....	51
Figura 3.18: Identificação da abertura da 1ª fenda nos provetes com conector CSM.....	51
Figura 3.19: Modo de rotura da Viga 1	53
Figura 3.20: Rotura dos conectores das Vigas 2 e 3.....	54
Figura 3.21: Identificação da abertura da 1ª fenda nos provetes com conector de malha multidirecional.....	54
Figura 3.22: Modo de rotura da Viga 6	56
Figura 3.23: Dano no conector da Viga 4.....	57
Figura 3.24: Dano no conector da Viga 5.....	57
Figura 3.25: Fendilhação da face inferior da Viga 5 com conector de malha multidirecional	57
Figura 3.26: Fendilhação da face superior da Viga 4 com conector de malha multidirecional	57
Figura 3.27: Fendilhação da face inferior da Viga 3 com conector CSM.....	58
Figura 3.28: Fendilhação da face superior da Viga 2 com conector CSM.....	58
Figura 3.29: Carga-deformação a meio vão induzida pelos ciclos de carga e descarga na Viga 3	59
Figura 3.30: Carga-deformação a meio vão induzida pelos ciclos de carga e descarga na Viga 6	59
Figura 3.31: Curvas de carga-deformação obtidas dos provetes com conector CSM.....	59
Figura 3.32: Curvas de carga-deformação obtidas nos provetes com conector de malha multidirecional.....	59
Figura 3.33: Deformação da Viga 1	62
Figura 3.34: Deformação da Viga 4	62
Figura 3.35: Deslizamento do conector relativamente às camadas de betão.....	63
Figura 3.36: Integridade do betão entre furos.....	64
Figura 3.37: Preenchimento total dos furos com betão	64
Figura 3.38: Momento de inércia com interação nula, interação total e experimental.....	65
Figura 3.39: Carga de fendilhação.....	66

CAPÍTULO 4

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE FAIXAS DE PAREDE SANDWICH.....	67
Figura 4.1: Secção da faixa de parede <i>sandwich</i> [mm]	67
Figura 4.2: Disposição dos conectores descontínuos [mm]	68
Figura 4.3: Dimensões do conector contínuo, em mm	68
Figura 4.4: Dimensões do conector descontínuo, em mm.....	68
Figura 4.5: Pontos de referência para medição das espessuras reais [mm].....	69
Figura 4.6: Nivelamento da camada inferior de betão.....	72
Figura 4.7: Colocação dos conectores contínuos.....	73
Figura 4.8: Colocação dos conectores descontínuos	73
Figura 4.9: Passagem de betão com fibras pelos furos do conector	73
Figura 4.10: Curvas tensão-extensão das malhas CSM, BIAx e TRIAX (Lameiras, 2014) ...	75
Figura 4.11: Ensaio de flexão simples com 4 pontos de carregamento.....	77
Figura 4.12: Ensaio de flexão simples com 3 pontos de carregamento.....	77
Figura 4.13: Esquema do ensaio de flexão com 4 pontos de carregamento	78
Figura 4.14: Apoios utilizados no ensaio de flexão simples	79
Figura 4.15: Esquema do ensaio de flexão com 3 pontos de carregamento	79
Figura 4.16: Instrumentação dos Provetes 1 e 2.....	80
Figura 4.17: Instrumentação dos Provetes 3, 4, 5 e 6, vista de trás [mm].....	81
Figura 4.18: Nomenclatura para referenciar os conectores [mm]	81
Figura 4.19: Extensómetros colocados nos conectores contínuos [mm].....	82
Figura 4.20: Extensómetros colocados nos conectores descontínuos [mm]	82
Figura 4.21: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provede 1	83
Figura 4.22: Padrão de fendilhação do Provede 1	84
Figura 4.23: Padrão de fendilhação da camada inferior do Provede 1	84
Figura 4.24: Rotura total dos dois conectores contínuos CSM, do Provede 1	85
Figura 4.25: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provede 2.....	85
Figura 4.26: Padrão de fendilhação do Provede 2	86
Figura 4.27: Padrão de fendilhação da camada inferior, do Provede 2.....	86
Figura 4.28: Padrão de fendilhação da camada superior, do Provede 2.....	86
Figura 4.29: Dois conectores contínuos do tipo TRIAX utilizados no Provede 2	87
Figura 4.30: Padrão de fendilhação da camada inferior, do Provede 3	87
Figura 4.31: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provede 3.....	88
Figura 4.32: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provede 4.....	88

Figura 4.33: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provete 5.....	89
Figura 4.34: Padrão de fendilhação da camada inferior, do Provete 5.....	90
Figura 4.35: Dois conectores contínuos BIAx utilizados no Provete 5.....	90
Figura 4.36: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provete 6.....	91
Figura 4.37: Padrão de fendilhação do Provete 6.....	91
Figura 4.38: Rotura de um conector descontínuo CSM	92
Figura 4.39: Curva força-flecha a meio vão, dos provetes com conectores contínuos	92
Figura 4.40: Curva força-flecha a meio vão. dos provetes com conectores descontínuos	94
Figura 4.41: Curva inicial dos deslocamentos a meio vão	95
Figura 4.42: Curva inicial dos deslocamentos a meio vão	96
Figura 4.43: Escorregamento entre o conector e as camadas de betão.....	98
Figura 4.44: Adesão do betão ao conector, próximo da abertura de fendas.....	99
Figura 4.45: Defeito na betonagem do Provete 5	99
Figura 4.46: Extensões medidas a meio vão, no conector contínuo de malha CSM (Provete 1)	100
Figura 4.47: Extensões medidas a meio vão. no conector contínuo de malha TRIAX (Provete 2)	101
Figura 4.48: Extensões medidas a meio vão. no conector descontínuo de malha CSM (Provete 3)	102
Figura 4.49: Extensões medidas a meio vão. no conector descontínuo de malha TRIAX (Provete 4)	102
Figura 4.50: Extensões medidas a meio vão. no conector contínuo de malha BIAx (Provete 5)	102
Figura 4.51: Extensões medidas a meio vão. no conector descontínuo de malha CSM (Provete 6)	103
Figura 4.52: Extensões nos conectores do Provete 6.....	103
Figura 4.53: Momento de inércia determinado experimentalmente.....	104
Figura 4.54: Momento de inércia com interação nula, interação total e experimental.....	106
Figura 4.55: Carga de fendilhação.....	106
Figura 4.56: Extensões verificadas no conector do Provete 3 (CSM).....	107
Figura 4.57: Extensões verificadas no conector do Provete 4 (TRIAX).....	107
Figura 4.58: Extensões verificadas no conector do Provete 6 (CSM).....	108

CAPÍTULO 5**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE PAREDE DE TIPO SANDWICH..... 109**

Figura 5.1: Secção [m].....	110
Figura 5.2: Conector em forma de pino de GFRP	111
Figura 5.3: Dimensões do conector em forma de placa de GFRP, medidas em mm	111
Figura 5.4: Sistema de levantamento do painel	112
Figura 5.5: Parede sem abertura com conectores de pino, medidas em m – Painel 1	112
Figura 5.6: Parede sem abertura com conectores contínuos, medidas em m – Painel 2	112
Figura 5.7: Parede sem abertura com conectores descontínuos, medidas em m – Painel 3 e Painel 6	113
Figura 5.8: Parede com abertura com conectores descontínuos, medidas em m – Painel 4 e Painel 5	113
Figura 5.9: Betonagem da camada inferior, do Painel 2	116
Figura 5.10: Posicionamento dos blocos de EPS no Painel 2	117
Figura 5.11: Betonagem da camada inferior, dos painéis com abertura.....	117
Figura 5.12: Recorte das placas de EPS	118
Figura 5.13: Colocação dos conectores	118
Figura 5.14: Esquema de aplicação da carga axial [m]	122
Figura 5.15: Esquema de ensaio [m]	123
Figura 5.16: Representação das variáveis utilizadas no cálculo do <i>drift</i> imposto.....	123
Figura 5.17: Condições de apoio reais.....	125
Figura 5.18: Sistema de apoio 1	125
Figura 5.19: Reações do sistema, com carregamento num sentido (Sistema de apoio 1).....	125
Figura 5.20: Sistema de apoio 2	126
Figura 5.21: Apoio central.....	127
Figura 5.22: Sistema de apoio 3	127
Figura 5.23: Sistema de apoio 4	127
Figura 5.24: Flexão da chapa de fixação do atuador hidráulico.....	128
Figura 5.25: Esquema de ensaio adaptado com novo elemento de fixação do atuador hidráulico	128
Figura 5.26: Preparação do provete	128
Figura 5.27: Nivelamento superior da camada de aplicação de carga.....	129
Figura 5.28: Colocação das cantoneiras laterais.....	130

Figura 5.29: Fixação dos L reforçados, de apoio vertical	130
Figura 5.30: Colocação das barras de aço, de apoio vertical.....	131
Figura 5.31: Colocação dos elementos de aplicação da carga axial	131
Figura 5.32: Colocação dos elementos de aplicação de carga lateral.....	132
Figura 5.33: Furações para colocação da instrumentação	132
Figura 5.34: Ligação do atuador hidráulico.....	132
Figura 5.35: Esquema de instrumentação 1	133
Figura 5.36: Esquema de instrumentação 2.....	134
Figura 5.37: Esquema de instrumentação 3.....	134
Figura 5.38: Esquema de instrumentação 4.....	135
Figura 5.39: Esquema de instrumentação 5.....	135
Figura 5.40: Fendilhação para o <i>drift</i> máximo, do Painel 1	137
Figura 5.41: Fendilhação para o <i>drift</i> máximo, do Painel 2	138
Figura 5.42: Rotura dos elementos de fixação vertical	138
Figura 5.43: Fendilhação do Painel 3, após o primeiro ensaio.....	138
Figura 5.44: Fendilhação para o <i>drift</i> máximo, do Painel 3	139
Figura 5.45: Fendilhação para o <i>drift</i> máximo, do Painel 4	139
Figura 5.46: Fendilhação para o <i>drift</i> máximo, do Painel 5	139
Figura 5.47: Rotura do conector.....	140
Figura 5.48: Fenda horizontal no limite do conector.....	140
Figura 5.49: Rotura do Painel 5, após ensaio	140
Figura 5.50: Fendilhação para o <i>drift</i> máximo do Painel 6	141
Figura 5.51: Rotura do conector central	141
Figura 5.52: Deformações axiais dos painéis sem abertura.....	143
Figura 5.53: Esquema de leitura de deformações axiais	144
Figura 5.54: Deformações axiais dos painéis com abertura	145
Figura 5.55: Deslocamentos laterais do Painel 3, obtidos com o transdutor interno do atuador	146
Figura 5.56: Força registada ao longo do ensaio (Painel 3)	147
Figura 5.57: Deslocamentos laterais do Painel 3, transdutor 6	148
Figura 5.58: Deslocamentos laterais do Painel 3, transdutor 10	148
Figura 5.59: Deslocamentos laterais do painel 3, transdutor 9.....	150
Figura 5.60: Deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão, do Painel 3.....	151
Figura 5.61: Deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão, do Painel 4.....	151

Figura 5.62: Deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão, do Painel 5.....	152
Figura 5.63: Deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão, do Painel 6.....	152
Figura 5.64: Envolvente das curvas força-deslocamento, para o 1º ciclo de cada <i>drift</i>	153
Figura 5.65: Envolvente das curvas força-deslocamento, para o 2º ciclo de cada <i>drift</i>	153
Figura 5.66: Envolvente das curvas força-deslocamento, para o 3º ciclo de cada <i>drift</i>	154
Figura 5.67: Cálculo da rigidez cíclica.....	156
Figura 5.68: Envolvente das curvas força-deslocamento dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 3	157
Figura 5.69: Degradação da rigidez cíclica dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 3.....	157
Figura 5.70: Envolvente das curvas força-deslocamento dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 4	157
Figura 5.71: Degradação da rigidez cíclica dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 4.....	157
Figura 5.72: Envolvente das curvas força-deslocamento dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 5	158
Figura 5.73: Degradação da rigidez cíclica dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 5.....	158
Figura 5.74: Envolvente das curvas força-deslocamento dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 6	158
Figura 5.75: Degradação da rigidez cíclica dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 6.....	158
Figura 5.76: Degradação da rigidez cíclica, para o 1º ciclo de cada <i>drift</i>	159
Figura 5.77: Degradação da rigidez cíclica, para o 2º ciclo de cada <i>drift</i>	160
Figura 5.78: Degradação da rigidez cíclica, para o 3º ciclo de cada <i>drift</i>	160
Figura 5.79: Análise de deformações de corte	161
Figura 5.80: Deslocamentos internos do Painel 3	162
Figura 5.81: Deslocamentos internos do Painel 6	162
ANEXOS	175
Figura A 1: Representação das variáveis.....	178
Figura A 2: Extensões nos conectores do Provete 1	181
Figura A 3: Extensões nos conectores do Provete 2.....	181
Figura A 4: Extensões nos conectores do Provete 3.....	182
Figura A 5: Extensões nos conectores do Provete 4.....	183
Figura A 6: Extensões nos conectores do Provete 5.....	183
Figura A 7: Deslocamentos laterais do Painel 4, obtidos com o transdutor interno do atuador	187

Figura A 8: Deslocamentos laterais do Painel 5, obtidos com o transdutor interno do atuador	187
Figura A 9: Deslocamentos laterais do Painel 6, obtidos com o transdutor interno do atuador	187
Figura A 10: Força registada ao longo do ensaio (Painel 4)	189
Figura A 11: Força registada ao longo do ensaio (Painel 5)	189
Figura A 12: Força registada ao longo do ensaio (Painel 6)	189
Figura A 13: Deslocamentos laterais do Painel 4, obtidos com o transdutor 6.....	191
Figura A 14: Deslocamentos laterais do Painel 5, obtidos com o transdutor 6.....	191
Figura A 15: Deslocamentos laterais do Painel 6, obtidos com o transdutor 6.....	191
Figura A 16: Deslocamentos laterais do Painel 6, obtidos com o transdutor 10.....	192

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2

ESTADO DO CONHECIMENTO	5
Quadro 2.1: Resumo dos resultados, adaptado de Pavesa e Bournas (2011)	28

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS SANDWICH	39
Quadro 3.1: Espessuras reais das camadas de betão	41
Quadro 3.2: Tipos de mantas utilizadas na realização dos conectores (SELCOM Multiaxial Technology, 2013).....	43
Quadro 3.3: Composição do BACRFA (Barros, 2011).....	43
Quadro 3.4: Propriedades dos conectores, adaptado de Lameiras (2014).....	45
Quadro 3.5: Propriedades do betão à compressão e módulo de elasticidade, adaptado de Lameiras (2014).....	46
Quadro 3.6: Propriedades do betão à tração, adaptado de Lameiras (2014)	47
Quadro 3.7: Descrição da fendilhação da Viga 3	52
Quadro 3.8: Descrição da fendilhação da Viga 6	55
Quadro 3.9: Carga de rotura e carga de fendilhação dos seis provetes	61
Quadro 3.10: Grau de interação em regime elástico	65

CAPÍTULO 4.

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE FAIXAS DE PAREDE SANDWICH.....	67
Quadro 4.1: Medida real das camadas de betão	69
Quadro 4.2: Tipos de mantas utilizadas pelo PIEP para a realização dos conectores (SELCOM Multiaxial Technology, 2013)	70
Quadro 4.3: Composição do BACRFA (Barros, 2011).....	71
Quadro 4.4: Quantidade de água	72
Quadro 4.5: Passagem de fibras pelos furos.....	74
Quadro 4.6: Propriedades dos conectores, adaptado de Lameiras (2014).....	75
Quadro 4.7: Propriedades do betão à compressão, adaptado de Lameiras (2014)	76
Quadro 4.5: Propriedades do betão à tração, adaptado de Lameiras (2014)	76

Quadro 4.9: Síntese da aplicação de carga	78
Quadro 4.10: Simbologia utilizada na identificação da abertura de fendas e rotura do conector	82
Quadro 4.10: Carga de rotura e carga de fendilhação dos seis provetes	97
Quadro 4.11: Momento de inércia determinado experimentalmente	104
Quadro 4.12: Grau de interação em regime elástico	105

CAPÍTULO 5

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE PAREDE DE TIPO SANDWICH..... 109

Quadro 5.1: Características dos painéis.....	111
Quadro 5.2: Espessuras reais das camadas de betão medidas [mm]	114
Quadro 5.3: Composição do BACRFA (Barros, 2011).....	115
Quadro 5.4: Quantidade de água	115
Quadro 5.5: Propriedades do betão à compressão e módulo de elasticidade (Lameiras, 2014).....	120
Quadro 5.6: Propriedades do betão à tração, adaptado de Lameiras (2014)	120
Quadro 5.7: Parâmetro do carregamento lateral cíclico	124
Quadro 5.8: Síntese dos sistemas de ensaio	136
Quadro 5.9: Rigidez axial dos painéis sem abertura	144
Quadro 5.10: Rigidez axial dos painéis com abertura	145
Quadro 5.11: <i>Drift</i> e carga de fendilhação, carga máxima e nível de carregamento.....	155
Quadro 5.12: Relação entre as cargas de projeto e as cargas obtidas em ensaio.....	164

ANEXOS 179

Quadro A 1: Determinação das deformações provocadas por esforços de corte	194
---	-----

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

No âmbito do projeto LEGOUSE (Projeto em Co-Promoção nº2009/005387), estão a ser desenvolvidos painéis pré-fabricados de tipo *sandwich* para paredes estruturais de edifícios de habitação com um ou mais pisos, constituídos por duas lâminas de betão separadas entre si por uma camada de isolamento. Estas paredes constituem a envolvente da edificação e exercem uma função estrutural, dispensando o uso de vigas e pilares. É uma tecnologia construtiva particularmente atrativa para o construtor por permitir uma maior industrialização e celeridade da construção, ao incorporar os sistemas de fachadas, o isolamento térmico e o sistema estrutural do edifício.

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), com espessura de 60 mm, separadas por um núcleo preenchido por um material isolante térmico com 60 mm de espessura. Estes painéis incorporam o sistema estrutural da edificação. De um modo geral, o painel *sandwich* deverá ser capaz de suportar cargas laterais, principalmente associadas ao vento e às ações sísmicas, cargas gravíticas e admitir também deformações causadas principalmente por variações de temperatura. O local onde serão aplicados influencia fortemente o seu comportamento pois faz variar as condições de solitação dos painéis.

Para a execução dos painéis de betão, utiliza-se betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA), material que resulta da evolução do betão convencional. A adição de fibras de aço ao betão cria a possibilidade de substituir as armaduras convencionais de forma total ou parcial, criando vantagens económicas que resultam da eliminação de mão-de-obra. Antes da presa, este betão possui a capacidade de fluir livremente, permitindo a passagem entre as armaduras e preencher o respetivo molde.

Para garantir o funcionamento conjunto das três camadas referidas (betão + isolamento + betão), é necessário proceder à sua ligação. Para tal, são colocados conectores que proporcionam a ligação efetiva entre os dois panos e garantem o seu funcionamento conjunto.

Estes penetram o núcleo de isolamento, favorecendo a ligação entre as faces dos painéis. O GFRP (*glass fiber reinforced polymer*) é escolhido como material para a produção destes elementos por ter baixa condutibilidade térmica e por ser imune à corrosão.

No desenvolvimento do projeto LEGOUSE, o comportamento do painel *sandwich* proposto e o comportamento global do edifício que incorpora este tipo de elemento estrutural já foram validados, fazendo-se uso de modelações numéricas. Verificou-se que esta solução constitui uma alternativa economicamente viável a outros tipos de sistemas estruturais e técnicas construtivas.

No presente trabalho, procura-se avaliar o comportamento dos painéis *sandwich* propostos, tendo por base ensaios experimentais de modelos à escala real. Pretende-se avaliar o comportamento global de painéis *sandwich* com dimensões similares às que são utilizadas em edifícios reais avaliando-se os efeitos de carregamentos transversais e o efeito da ação conjunta de forças gravíticas constantes e cargas horizontais cíclicas com crescimento monotónico.

1.2 Objetivos da dissertação

Com a realização deste trabalho pretende-se alcançar, de forma faseada, os seguintes objetivos gerais:

- Avaliar experimentalmente o comportamento à flexão de faixas de parede realizadas com a solução de painel *sandwich* proposta no projeto LEGOUSE;
- Avaliar experimentalmente o comportamento do sistema de paredes proposto a ações horizontais, através de ensaios com carregamento cíclico pseudo-estático, onde as paredes são submetidas a um carregamento vertical constante e representativo da carga induzida pela laje e uma carga cíclica horizontal no plano da parede com crescimento monotónico;
- Através da caracterização experimental referida, identificar e descrever os modos de rotura de painéis *sandwich* de BACRFA e GFRP, com a configuração proposta, identificando as componentes da ligação que originam o colapso (escorregamento do perfil face ao painel de betão, rotura nas camadas de betão ou rotura no conector de GFRP) e compreender o comportamento estrutural dos elementos analisados.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação encontra-se organizada em seis capítulos. De seguida, apresentam-se os principais aspetos abordados em cada capítulo.

Capítulo 1– Introdução

- Apresentação do tema em análise;
- Descrição dos objetivos propostos para esta dissertação;
- Descrição da organização deste documento e breve exposição do conteúdo de cada capítulo.

Capítulo 2- Estado do conhecimento

- Revisão bibliográfica relativa a trabalhos publicados em livros, revistas e atas de congressos, nacionais e internacionais, no domínio do tema desta dissertação;
- Descrição dos principais conceitos relacionados com o comportamento de painéis *sandwich* e com a avaliação experimental desse mesmo comportamento.

Capítulo 3 - Comportamento à flexão de vigas sandwich

- Avaliação experimental do comportamento à flexão de painéis *sandwich*. Descrição dos ensaios de flexão, realizados com seis pequenas faixas de parede com 1.245 m × 0.2 m; onde são utilizados conectores contínuos e são avaliados 2 tipos de GFRP;
- Análise e interpretação dos resultados experimentais obtidos.

Capítulo 4 - Comportamento à flexão de faixas de parede sandwich

- Avaliação experimental do comportamento à flexão de painéis *sandwich*. Descrição dos ensaios de flexão, realizados com seis faixas de parede de 3.0 m × 1.0 m. São utilizados conectores contínuos e descontínuos e são avaliados 3 tipos de GFRP;
- Análise e interpretação dos resultados experimentais obtidos.

Capítulo 5 - Comportamento sísmico de painéis de parede sandwich

- Avaliação experimental do comportamento de painéis *sandwich* submetidos simultaneamente a carregamentos horizontais e verticais. Realização de ensaios à escala real em seis painéis, com e sem abertura, e com carga no plano (para avaliar o comportamento dos painéis atuando como *shear wall*);

- Análise e interpretação dos resultados experimentais obtidos.

Capítulo 6 – Conclusões

- Apresentação das conclusões gerais do trabalho;
- Sugestão de trabalhos futuros que possam dar continuidade ao trabalho já realizado e promover o aprofundamento de aspetos abordados no desenvolvimento desta dissertação.

2.1 Introdução

Este capítulo começa por apresentar o conceito *sandwich*, referindo as suas vantagens e desvantagens, história, tipos de painéis utilizados e aplicações práticas.

O trabalho desenvolvido é especialmente focado nos elementos *sandwich* de parede de fachada. São estudados os respetivos elementos e materiais constituintes e a relação destes com o comportamento estrutural dos painéis. São analisados os modos de rotura mais relevantes, abordam-se metodologias para avaliar o nível de interação entre panos de um mesmo painel *sandwich* e são apresentados alguns ensaios efetuados com painéis *sandwich* descritos na literatura desta área do conhecimento.

2.1.1 Definição de Painel *sandwich*

Um painel *sandwich* consiste em duas camadas exteriores constituídas por um material resistente, intercaladas por uma camada de outro material que usualmente apresenta menor densidade e resistência, como ilustrado na Figura 2.1 (Bertini, 2002).

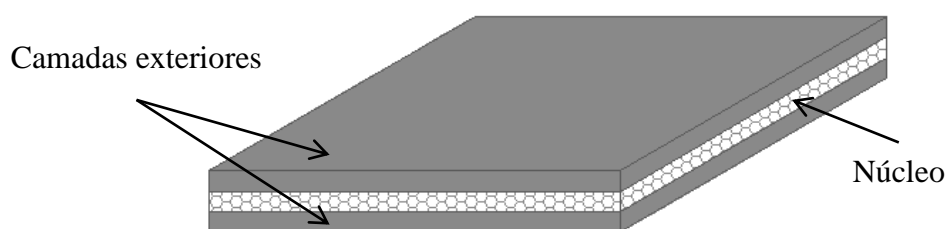


Figura 2.1: Constituintes de um painel *sandwich*

Os painéis *sandwich* são usados na indústria da construção, em coberturas, pisos de edifícios, painéis de fachada, e até em tabuleiros de pontes pedonais, devido às suas vantagens económicas, eficiência térmica e adequado funcionamento estrutural. Podem ser pré-fabricados ou não (Benayoune *et al.*, 2006).

Os painéis usados nas edificações são normalmente compostos por dois panos de betão, separados por uma camada de isolamento. Os panos de betão são ligados um ao outro através de conectores. Estes podem ser nervuras de betão, conectores de aço, ou uma combinação dos

dois (PCI, 2011). No entanto, estes conectores criam pontes térmicas, uma vez que atravessam a camada de isolamento e são constituídos por materiais com elevada condutividade térmica. Em painéis de fachada, estas pontes térmicas não são toleráveis pois podem levar a um maior consumo energético do edifício e a problemas relacionados com humidade. De modo a evitar estes problemas, tem sido recentemente considerada a possibilidade de recorrer a conectores realizados em materiais poliméricos reforçados com fibras (Lameiras *et al.*, 2012).

2.1.2 História

*“John Montagu era o quarto conde de Sandwich, cidadezinha localizada ao sul de Inglaterra, no condado de Kent. Em uma noite de 1762, ele pediu que os criados lhe trouxessem pedaços de carne e queijo envolvidos por duas fatias de pão. O conde estava jogando cartas e não queria interromper a partida nem sujar o baralho de gordura. E, assim, inventou uma verdadeira mania mundial”.*¹

John Montagu criou a ideia *sandwich* no século XVIII e esta ficou conhecida em todo o mundo. Este conceito começou a ser usado alguns séculos depois em vários ramos da Engenharia (construção civil, aeronáutica, automobilística, etc.) (Bertini, 2002).

A construção com sistema *sandwich* foi inicialmente restrita a algumas aplicações, nomeadamente às indústrias aeroespacial e naval. Posteriormente, o seu campo de aplicação foi alargado para a indústria automóvel e, mais recentemente, para a indústria petrolífera de extração e para a indústria eólica (Correia *et al.*, 2012).

A implementação de painéis *sandwich* é relativamente nova, no entanto há provas do princípio *sandwich* ter sido usado logo em 1819 por Sir William Fairbairn, ao experimentar a utilização de uma viga composta por madeira laminada e betão no projeto de uma ponte (Soriano, 2013).

Regista-se que o primeiro a usar dois panos cooperantes com distância entre eles foi Delau em 1820. Porém, o uso extensivo de painéis *sandwich* só se verificou durante a Segunda Guerra Mundial. Na produção do avião “Mosquito” foram usados painéis *sandwich*, principalmente devido à escassez de outros materiais, na Inglaterra, durante a guerra. Os panos eram de contra placa (*polywood*) e o núcleo feito de madeira de balsa. Foi também durante a guerra que apareceu o primeiro relato escrito sobre painéis *sandwich* (DIAB, 2001).

¹ Citação de um folheto de publicidade do patê Sadia de Março de 1999.

Um dos primeiros usos relatados de painéis de parede *sandwich tilt-up* em betão na construção civil foi em 1906, na construção dum prédio. O painel foi fabricado em obra, na horizontal, tendo-se usado a laje do piso como cofragem. Este painel foi construído com uma camada de dois centímetros de areia entre dois panos de betão solidários. A areia foi posteriormente lavada quando o painel foi levantado resultando num painel de núcleo oco. Nas primeiras criações de painéis *tilt-up* foram usados vários materiais no núcleo, tal como areia, lascas de madeira, betão leve, betão com xisto e vidro. Os painéis de betão aumentaram a sua eficiência térmica com a adição de uma camada de isolamento no interior e assim surgiu o painel *sandwich* de betão para parede (Bunn e William, 2011).

Posteriormente, os painéis começaram a ser construídos em fábrica e a serem transportados para o local onde seriam erguidos e colocados em obra, pois a construção pré-fabricada tem benefícios ao nível da qualidade e eficiência (Bunn e William, 2011).

Em 1935, o potencial do sistema de painéis de parede *sandwich* pré-fabricados já era reconhecido pelos projetistas. John Early descreve que, devido às conquistas da ciência, mesmo naquela época estava claro que as paredes pré-fabricadas podiam ser económicas numa produção em massa, para a indústria da construção.

Em 1935, foi construída uma casa unifamiliar com painéis de betão pré-fabricado, no subúrbio de Washington. As paredes exteriores da moradia foram então realizadas com dois panos de betão de espessura reduzida. Estes panos não tinham função estrutural, sendo usada uma estrutura de madeira para apoiar os painéis e fornecer a estrutura do edifício. Em 1951-1952 foi construído um conjunto habitacional de 1000 casas em Great Lakes, Illinois, que foi considerado como o primeiro grande projeto a usar painéis *sandwich* de betão pré-fabricados (Bunn William, 2011).

Os painéis *sandwich* têm sido produzidos na América do Norte desde há mais de 50 anos. Inicialmente, os painéis eram considerados sem interação, ou seja, eram compostos por um pano espesso estrutural (painel de núcleo oco, em T duplo, ou em T simples), uma camada de isolamento rígido, e uma camada não estrutural. Os painéis *sandwich* com interação total surgiram posteriormente com a introdução das zonas sólidas de betão ou treliças metálicas, capazes de transmitir o esforço de corte entre camadas exteriores resistentes do painel. Mas verificou-se que este tipo de ligação originava perdas térmicas significativas. Atualmente, tenta-se solucionar esse problema recorrendo aos FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) como material de ligação (PCI, 2011).

2.1.3 Vantagens e desvantagens do sistema *sandwich*

A criação de um novo sistema de construção aponta para soluções que garantam uma construção rápida, segura e com elevada eficiência energética para substituir o sistema tradicional.

O sistema *sandwich* garante economia de custos, eficiência energética e uma melhoria da qualidade do produto final. A economia de custo é conseguida através da redução da intensidade de trabalho e da facilidade de construção. Para além disto, este sistema oferece desperdício mínimo, menos material no local, ambiente mais limpo, mais puro e de qualidade controlada (Mohamad e Mahdi, 2011).

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 disso, 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, 2011).

Este tipo de solução acolhe, em grande parte, as vantagens obtidas com as paredes pré-fabricadas em betão convencional: durabilidade, economia, resistência ao fogo e capacidade de acomodar grandes vãos em espaços verticais sem apoios. Salienta-se que o isolamento utilizado por este tipo de solução proporciona capacidade térmica superior e maior proteção contra a humidade, em comparação com muitos outros sistemas de parede. Tem ainda a vantagem que o produto final não requer acabamento ou tratamento final, elevando as vantagens económicas da sua utilização (PCI, 2011).

Segundo Frankl *et al.* (2011), as vantagens estruturais destes painéis resultam da capacidade de suportar carregamentos gravíticos de pisos e resistir a cargas normais ou transversais causadas pelo vento. São ainda capazes de isolar a estrutura e proporcionar um bom acabamento interior e exterior das paredes. A superfície dura do lado de dentro e do lado de fora do painel *sandwich* proporciona resistência a danos elevados, roubo e vandalismo (PCI, 2011).

Este sistema possui também alguns inconvenientes tais como: fraco isolamento acústico quando comparadas com estruturas mais pesadas, como de betão ou alvenaria; perigo para a saúde durante o processo de fabricação dos conectores, quando estes são de poliéster, devido ao manuseamento de resinas; reduzida possibilidade de reciclagem no final do ciclo de vida;

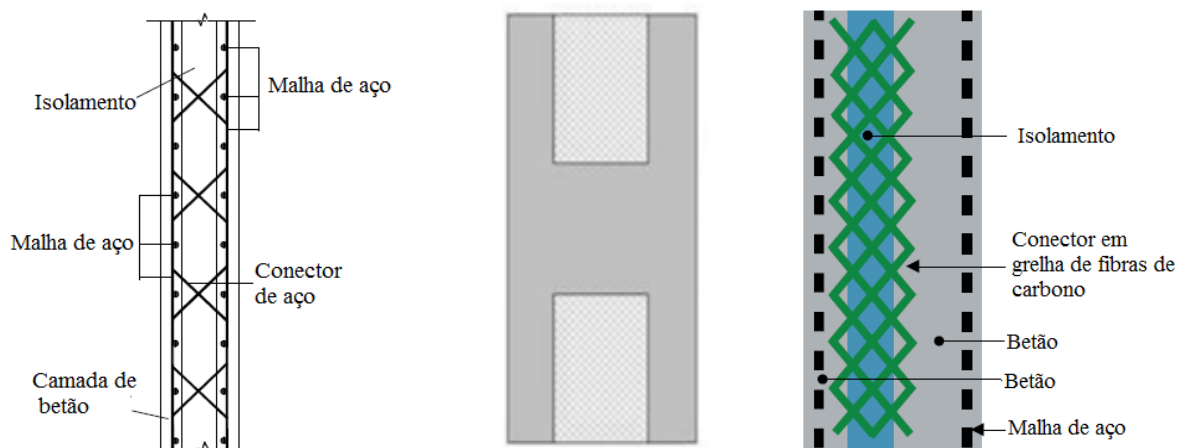
falta de conhecimento dos engenheiros e arquitetos da variedade dos modos de rotura que dificulta o dimensionamento (Almeida, 2009).

Sendo um sistema de construção relativamente novo, verifica-se que os engenheiros projetistas e os construtores ainda se apoiam muito na construção tradicional, faltando assim uma mudança de mentalidades. No entanto, o maior impedimento à utilização desta tecnologia deve-se à falta de conhecimento dos variados modos de rotura e correspondentes critérios de verificação, dificultando assim o dimensionamento.

2.1.4 Tipos de painéis

Dependendo do tipo de aplicação a que se destina o painel *sandwich* existem vários materiais que podem ser utilizados tanto na constituição dos panos e do núcleo como para a ligação entre os panos.

Na ligação entre os panos são usados adesivos ou conectores. De forma geral, são usados conectores (Figura 2.2) para ligar as camadas do elemento *sandwich* e transferir esforços entre os panos de betão ou de argamassa. Estes conectores podem ser constituídos por zonas sólidas de betão (a), elementos em aço (b) ou mais recentemente por materiais poliméricos reforçados com fibras (c).



(a) adaptado de Chen et al. (2011) (b) Rizkalla et al. (2010) (c) adaptado de Gleich (2007)

Figura 2.2: Tipos de conectores

O núcleo, quando não é responsável pela transferência de esforços entre as camadas exteriores, a exigência mínima para sua constituição é que este seja leve e tenha rigidez suficiente para o manuseamento do elemento *sandwich* (Bertini, 2002).

Os materiais utilizados nas camadas exteriores podem ser classificados em dois grupos: os metálicos e os não metálicos. Os materiais metálicos mais comuns são o aço, o aço inoxidável, as ligas de alumínio e o cobre. Entre os não metálicos referem-se a madeira e seus derivados, os materiais poliméricos reforçados com fibras, o amianto, o cartão com resina, a argamassa e o betão. Os materiais mais usados na construção habitacional são o betão (Figura 2.3) e a argamassa (Almeida, 2009).



Figura 2.3: Estrutura com painéis *sandwich* de betão (Gleich, 2007)

Os painéis usados na construção de edificações são normalmente constituídos por dois panos de betão ou argamassa e por uma camada de isolamento interior. Ambos os panos podem ter função estrutural ou o painel pode ser constituído por um pano estrutural e outro apenas com funções arquitetónicas (pano não estrutural). Quando o pano não tem capacidade estrutural é designado de pano flutuante.

Os painéis de parede *sandwich* usados na construção civil podem ter capacidade resistente unicamente no plano ou também no sentido longitudinal do painel. Quando os painéis apenas apresentam capacidade resistente no plano, a edificação dispensa a utilização de vigas pois estes painéis têm bom comportamento para cargas horizontais, como o vento. Os painéis que são resistentes nas duas direções suportam cargas gravíticas, dispensando a utilização de qualquer sistema reticulado utilizado na construção tradicional (vigas e pilares).

Estes painéis podem ser pré-fabricados ou construídos no local e podem ainda ser pré-esforçados, geralmente se houver a necessidade de vencer grandes vãos.

O acabamento pode ser liso (resultante de cofragem metálica), com gravilha obtida em pedreiras naturais (Figura 2.4), com gravilha de mármore (Figura 2.5) em várias colorações e combinações ou polido (Olmec Italy).



Figura 2.4: Acabamento em gravilha de pedras naturais (Olmet Italy)



Figura 2.5: Acabamento em gravilha de mármore (Olmet Italy)

2.1.5 Aplicações

O sistema *sandwich* tem aplicações numa vasta gama de mercados. As indústrias aeroespacial e aeronáutica foram das primeiras a utilizar painéis *sandwich*, por causa da sua capacidade de absorção de energia. Nestas indústrias, os painéis *sandwich* são geralmente constituídos por núcleos de favos de mel e são aplicados em painéis solares, na estrutura de satélites e na estrutura principal, pavimentos e divisórias interiores de aviões. Na indústria marítima, são usados painéis com núcleos de favos de mel, de balsa e espuma. Relativamente à indústria de transportes, particularmente na indústria automóvel, este sistema é aplicado cada vez com maior frequência. São também aplicados em veículos ferroviários e rodoviários. Os painéis *sandwich* podem ainda ser utilizados em estruturas petrolíferas de extração e em plataformas de gás. A indústria eólica utiliza painéis *sandwich* nas pás dos moinhos de vento e nas cabines das turbinas. Também o desporto é outro dos campos de aplicação destes materiais, de que são exemplo as bicicletas ou as pranchas de surf (Almeida, 2009).

Na indústria da construção, os painéis *sandwich* são usados como elementos estruturais em pontes rodoviárias, passadiços e na reabilitação ou na substituição de pontes de betão (Almeida, 2009). No ramo da construção, os painéis *sandwich* foram desenvolvidos para uma grande variedade de aplicações que incluem revestimentos, fachadas e coberturas. Os painéis são encontrados numa variedade de estruturas, incluindo edifícios residenciais, escolas, edifícios de escritórios, ambientes de baixa temperatura, ambientes controlados, armazéns, edifícios industriais, instalações de justiça e hospitais. O uso mais comum de painéis *sandwich*, é em paredes exteriores, mas têm sido também utilizados como paredes divisórias internas, particularmente em torno de salas de temperatura controlada (PCI, 2011).

Ainda no ramo da construção verificou-se que o sistema *sandwich* tem potencial para ser utilizado em infraestruturas (Figura 2.6), como reservatórios de água e canais de drenagem (a), muros de suporte (b) e galerias (c), entre outras aplicações (Bertini, 2002).

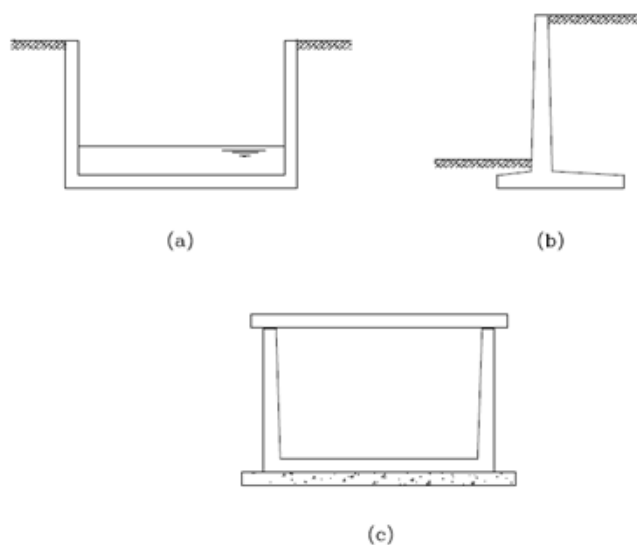


Figura 2.6: (a) Canal de secção retangular; (b) Muro de suporte; (c) Galeria de secção retangular (Bertini, 2002)

2.2 Constituintes dos painéis de parede *sandwich*

Os materiais mais utilizados no fabrico de painéis *sandwich* destinados à construção habitacional são o betão estrutural, as armaduras e por vezes cabos de pré-esforço, e os materiais exclusivos para painéis *sandwich* como os vários tipos de isolamento e conectores que ligam os panos de betão (PCI, 2011).

2.2.1 Panos de betão

Usualmente, os panos de betão são constituídos por betão armado e por vezes contam com a aplicação de pré-esforço.

De modo a aumentar a durabilidade dos painéis, atualmente é possível substituir totalmente ou parcialmente a armadura ordinária por fibras de aço. Deste modo, é possível obter panos de betão com espessura mais reduzida, pois o recobrimento das armaduras deixa de ser uma limitação. Este material tem ainda maior ductilidade quando comparado com o betão simples, devido à adição de fibras que garantem um melhor comportamento após fendilhação.

O betão reforçado com fibras de aço combinado com betão autocompactável apresenta vantagens económicas que resultam da dispensa de dobragem e colocação de armaduras e da vibração e nivelamento do betão.

O betão autocompactável (BAC) pode ser definido como um betão capaz de fluir quando colocado num molde, escoando de uma forma natural por entre as armaduras, envolvendo-as e preenchendo o respetivo molde, apenas sob o efeito do seu peso próprio, dispensando o processo de vibração (Pereira *et al.*, 2004).

No betão autocompactável reforçado com fibras de aço, estas são introduzidas durante a fase de produção do betão. Nesta fase, a distribuição das fibras deve ser bem executada, de modo evitar a sua aglomeração.

Barros *et al.* (2005) comprovou que o betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) tem um custo competitivo quando utilizado no fabrico de painéis de fachada para edifícios e que o BACRFA pode ser considerado como um betão de elevada resistência. A resistência à compressão satisfaz as exigências da indústria da pré-fabricação, com valores de resistência bastante elevados nas primeiras horas de vida e em idades mais avançadas. A resistência à flexão também é bastante notável. Este material tem capacidade de continuar a resistir a esforços depois da fendilhação, tendo elevada capacidade de redistribuição de esforços. Essa capacidade é mais elevada quanto maior for a percentagem de fibras. Estas propriedades manifestam-se num aumento da segurança, dado contribuírem para que não ocorram modos de rotura frágeis.

2.2.2 Camada de isolamento (núcleo)

Dependendo da aplicação a que se destina o painel *sandwich*, são utilizados diferentes materiais no núcleo. No caso de painéis de parede *sandwich* são usados núcleos homogéneos, sendo as espumas, as lãs, e diferentes tipos de poliestireno os materiais mais utilizados.

Conforme o local da execução da obra e da temperatura pretendida no interior da edificação é escolhido o material e a espessura da camada de isolamento, que dependem das suas propriedades térmicas. O material de isolamento tem de possuir uma baixa capacidade de absorção de água aquando da betonagem dos panos de betão.

Dos tipos de materiais mais utilizados nos painéis *sandwich* são a espuma de poliestireno expandido (EPS) e a espuma de poliestireno extrudido (XPS). Sendo que a diferença fundamental entre os dois materiais está no modo de fabrico, resultando em diferentes densidades do material.

O poliestireno expandido (EPS) foi inventado nos meados do século XX e é atualmente utilizado em muitas áreas. Este material pode ser moldado em diferentes formas (blocos,

esperas, etc.) e tem a vantagem de possuir a propriedade que mais se procura atualmente nos materiais. O EPS pode ser reciclado sendo transformado em cristais ou reciclado para usos variados. O uso do EPS com menor densidade como material do núcleo garante o isolamento térmico necessário e oferece benefícios consideráveis em termos económicos (Representações Esferovite, s.a.).

A camada de isolamento reduz o peso próprio e melhora a eficiência térmica do painel. Devido à colocação de uma camada intermédia, o tempo de execução do painel também é reduzido abatendo assim os custos de produção (PCI, 2011). A camada intermédia faz a separação entre as duas camadas de betão e contribui para o isolamento térmico do painel.

Em termos de comportamento estrutural Bush e Stine (1994) concluíram que a camada de isolamento promove a interação entre os panos de betão e que a contribuição dada pelo isolamento na resistência ao corte depende do tipo de material, do processo de fabrico e da colocação do painel. No entanto, a capacidade de alguns isolamentos transmitirem esforço de corte é usualmente ignorada pelos projetistas, assumindo que a componente estrutural do núcleo é deteriorada durante o transporte e manuseamento do painel ou ao longo do seu ciclo de vida.

2.2.3 Elemento de ligação - conector

O conector é um elemento que atravessa o núcleo de isolamento de modo a fazer a ligação entre os dois panos de betão, garantindo o correto funcionamento do painel (Salmon *et al.*, 1997).

Os conectores podem ser executados com vários materiais e possuem diferentes formas, como: C-ties, Z-ties, M-ties, buchas de metal, ganchos, grelhas metálicas, treliças metálicas, pregos de plástico ou pinos e também malhas de fibra de carbono (Figura 2.7).

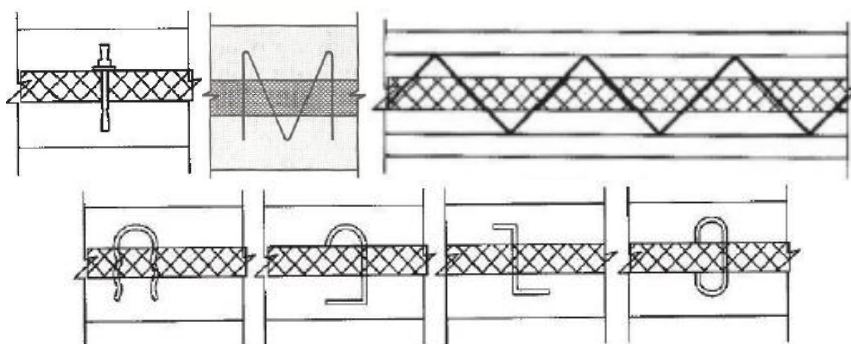


Figura 2.7: Exemplos de conectores (PCI, 1997)

Estes devem resistir aos esforços que resultam das várias solicitações de carga impostas ao painel ao longo de todas as fases. Após a betonagem, que geralmente se faz na horizontal, o conector deve ser capaz de resistir às forças de tração causadas pelo peso do pano inferior, quando se levanta o painel. Deve resistir também a forças fora do plano resultantes da ação do vento e da ação sísmica (PCI, 2011).

Existem dois tipos diferentes de conectores, os que transferem esforços de corte e os que não transferem esforço de corte (PCI, 2011). Os conectores que não transmitem corte normalmente são utilizados para resistir a forças de tração, garantindo que os dois panos não se separam quando estão sujeitos a cargas transversais. Estes podem ter diversas formas, incluindo conectores metálicos, pinos de fibras e conectores de arame soldado. Estes conectores são geralmente usados com elevados espaçamentos entre si (Salmon *et al.*, 1997).

Os conectores de corte podem ainda ser classificados como conectores de corte unidirecionais (rígidos numa direção e flexíveis na outra), representados na Figura 2.8, e conectores de corte bidirecionais (resistentes em ambas as direções), representados na Figura 2.9, variando estes dois tipos entre conectores contínuos e concentrados (PCI, 2011). O arranjo e espaçamento dos conectores de corte dependem de vários fatores, tais como, do grau de interação pretendido, da carga aplicada, da extensão do painel e do tipo de conectores utilizados, não existindo regras específicas para organizar os conectores ao longo do painel (Benayoune *et al.*, 2008).

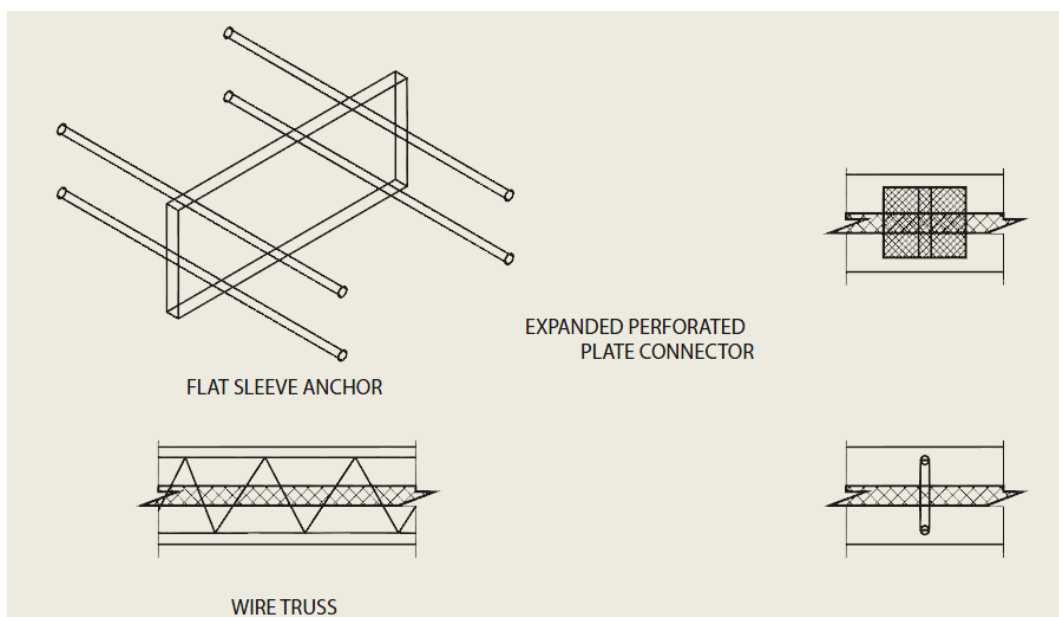


Figura 2.8: Conectores com comportamento unidirecional (PCI, 2011)

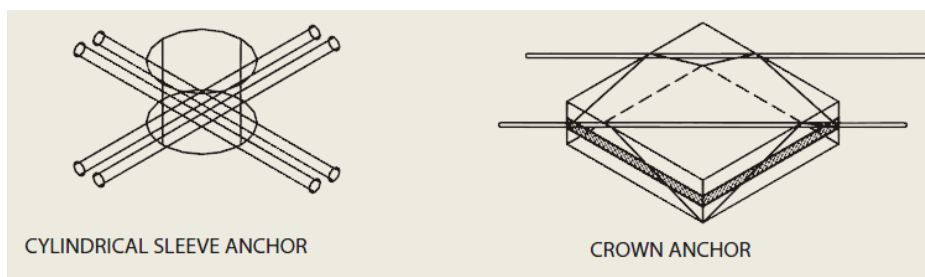


Figura 2.9: Conectores com comportamento bidirecional (PCI, 2011)

Na década de 1960 os painéis começaram a ser produzidos como duplos T ligados por zonas sólidas de betão e posteriormente evoluiu-se para painéis de paredes planos mas também ligados por zonas sólidas de betão. Como nestas zonas sólidas se verificava uma grande perda energética da edificação, foram criadas as treliças metálicas para diminuir as perdas térmicas e manter o desempenho estrutural do painel. Mesmo assim, a eficácia térmica foi prejudicada pela boa condutividade térmica do metal e assim em 1980 recorreu-se a conectores não metálicos que melhoravam a eficiência térmica mas prejudicavam o grau de interação do painel, produzindo-se painéis sem interação ou com interação parcial (ver item 2.3). Em 2003, usaram-se fibras de carbono para fazer a ligação entre os panos do painel conseguindo-se assim uma interação total e uma boa eficiência térmica (Gleich, 2007). Salmon *et al.* (1997) utilizaram conectores de treliça em polímero reforçado com fibra (FRP) ao longo do comprimento do painel em estudo. A utilização de FRP corrige os problemas de condutividade térmica dos conectores metálicos e garante um bom funcionamento estrutural. Pantelides *et al.* (2009) estudaram a utilização de um conector híbrido constituído por aço com fibras de vidro.

2.3 Comportamento estrutural dos painéis *sandwich*: Grau de interação

O dimensionamento dos painéis *sandwich* de betão para paredes é semelhante ao realizado em outros painéis pré-fabricados. Após a seleção do tipo de painel (com interação total, parcial ou sem interação), as propriedades da secção e a distribuição de esforços entre os vários elementos que constituem o painel são determinados (PCI, 2011).

Os painéis são dimensionados para tensões resultantes do armazenamento, transporte, montagem e também são consideradas as tensões admissíveis e deformações resultantes das cargas de serviço. Em caso de painéis pré-fabricados, as tensões induzidas no painel durante o transporte e manuseamento são mais condicionantes do que as cargas de serviço (PCI, 2011).

Para o bom dimensionamento de um painel *sandwich* deve ser assegurado que o comportamento estrutural real do painel coincide, o mais próximo possível com o

comportamento considerado no projeto de dimensionamento. 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, 2011).

O conhecimento do grau de interação é condicionante para o dimensionamento do painel *sandwich*. Dependendo do grau de interação, o painel responde de forma diferente às cargas aplicadas.

O grau de interação depende da tipologia, geometria, materiais utilizados e propriedades do painel, mas principalmente do tipo de ligação efetuada entre as diferentes camadas. Para tal, é necessário colocar elementos que atravessem a camada de isolamento e efetuem a ligação entre as camadas de betão, os denominados conectores.

Dependendo da capacidade de transmissão de esforços de corte entre as várias camadas do painel *sandwich* de betão, pode-se considerar que o painel funciona com interação total, interação parcial ou sem interação.

Interação total

Os painéis com interação total são projetados e fabricados de modo a que os dois panos de betão atuem em conjunto como uma só unidade para resistir às cargas aplicadas até à rotura. Este grau de interação é conseguido através da transferência completa das forças de corte entre os dois panos de betão. As tensões variam linearmente ao longo da secção transversal do painel, como se de uma única camada se tratasse, como apresentado na Figura 2.10 (a) (Benayoune *et al.*, 2008).

Interação parcial

O painel *sandwich* funciona com interação parcial se os conectores apenas transferirem uma fração das forças de corte. A distribuição de tensões característica deste grau de interação é representada na Figura 2.10 (b) (Benayoune *et al.*, 2008).

Sem interação

No caso de painéis sem interação, os conectores colocados não têm capacidade de transferência de corte longitudinal mas geralmente possuem capacidade de transmitir esforços axiais em circunstâncias de transporte, manuseamento e mesmo em condições de serviço,

suportando cargas laterais e gravíticas. Neste caso, os dois panos trabalham de forma independente. Existem ainda casos em que apenas uma camada é resistente, e a outra camada existe apenas por razões arquitetônicas ou de funcionamento do edifício (por exemplo, melhores condições térmicas e acústicas). Tanto no caso de existir uma camada resistente ou duas, o equilíbrio das forças aplicadas no painel deve ocorrer ao nível das camadas como representado nas figuras c) e d) da Figura 2.10 (Benayoune *et al.*, 2008).

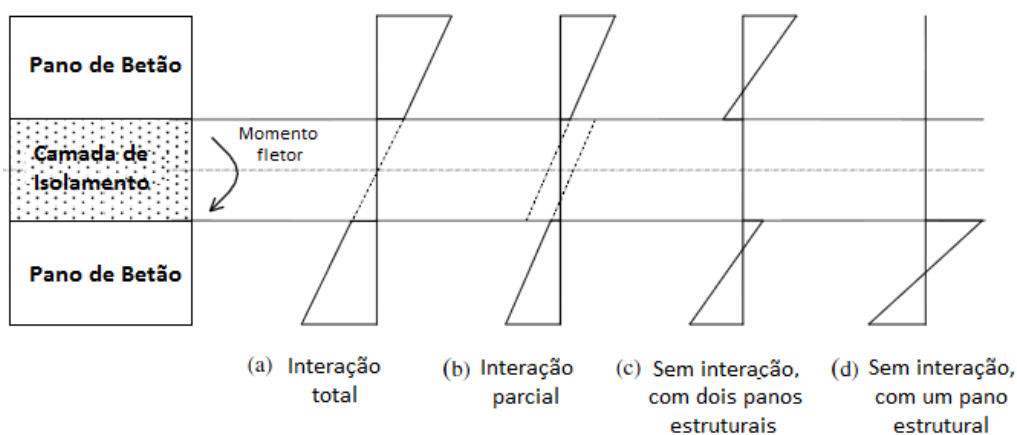


Figura 2.10: Distribuição de tensões em painéis *sandwich* de betão sujeitos à flexão, adaptado de Benayoune *et al.* (2008)

É frequente construir o painel *sandwich* estabelecendo um grau de interação parcial ou quase nulo entre os panos de betão porque isso permite economizar mão-de-obra, tempo de produção e facilita o processo de dimensionamento. No entanto 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 anteriormente descrito.

O grau de interação depende da natureza das ligações entre as duas camadas de betão. Aumentar o grau de interação entre as camadas, aumenta a capacidade estrutural de um painel, tornando-o mais eficiente. Os painéis com apenas um pano resistente (sem interação) 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 arquitetônicas. Na atualidade, tenta-se criar painéis com interação parcial que tentam aproveitar os benefícios de resistência que resultam da existência de interação, garantindo um bom desempenho estrutural. No caso de painéis com interação total verificou-se que a ocorrência de temperaturas diferenciais entre os dois panos conduziu ao aparecimento de tensões elevadas, resultantes da ocorrência de flexão (Frankl, 2011).

Pessiki e Mlynarczyk (2003) testaram quatro painéis num ensaio à flexão simples, de forma a estudar o grau de interação. No primeiro painel, a transferência de corte foi efetuada através de zonas sólidas de betão, conectores metálicos (M-TIES) e Bond, sendo que nos restantes três painéis os conectores foram colocados separadamente, de forma a estudar o funcionamento individual de cada um.

O grau de interação do painel, em estado não fendilhado, foi calculado através de uma interpolação, considerando o rácio da diferença entre os seguintes momentos de inércia: inércia experimental e inércia sem interação com inércia com interação total e inércia sem interação, tal como se mostra na equação (2.1).

$$k = \frac{I_{exp} - I_{nc}}{I_c - I_{nc}} \quad (2.1)$$

Onde, I_{nc} e I_c são valores teóricos do momento de inércia de um painel com interação nula e o momento de inércia de um painel com interação total, respetivamente. I_{exp} é o valor do momento de inércia do provete, determinado experimentalmente.

Pessiki e Mlynarczyk (2003) concluíram que o painel com os três conectores exibiu um grau de interação total e o painel com zonas sólidas apresentava um grau de interação de 92%. Pelo contrário, os painéis com conectores M-ties e Bond detinham um grau de interação compósita bastante baixo, de 10% e 5% respetivamente.

Mohamad e Mahdi (2011) verificaram que, o painel com conector de treliça dupla simétrica foi capaz de sustentar uma carga (355 kN) mais elevada e uma deformação máxima de 0.7 mm, enquanto o painel com conector de treliça simples obteve uma carga máxima de 188 kN e uma deformação máxima de 4.3 mm. Provando que o conector de treliça dupla simétrica foi capaz de transferir a carga excêntrica de uma camada de betão para a outra de forma mais eficaz do que a treliça simples.

2.4 Comportamento estrutural dos painéis *sandwich*: Modo de rotura

De uma forma geral, verifica-se que há ainda falta de regulamentação que apoie o dimensionamento de painéis *sandwich*. A regulamentação que existe baseia-se unicamente nas metodologias estudadas e criadas para alguns tipos de painéis. Assim, quando se altera alguma propriedade do painel, tal como os materiais utilizados, o tipo de ligação, etc é necessário proceder a ensaios experimentais para determinar o comportamento do painel às ações impostas.

2.4.1 Ensaio de flexão simples

Com a realização deste ensaio pretende-se conhecer o comportamento dos painéis em fase de serviço e em estado limite último, analisando-se o grau de interação, a deformação para variados carregamentos, os modos de rutura mais frequentes e as respetivas cargas de colapso.

O ensaio de flexão pode ser executado de modo a estudar o comportamento do painel numa situação de flexão simples ou de flexão composta. No caso do ensaio de flexão simples a carga normalmente é aplicada transversalmente ao painel.

Os ensaios têm muitas variáveis de execução, podendo ser alteradas as condições de apoio, o modo de aplicação da carga, os pontos de aplicação da mesma e a velocidade de aplicação. O ensaio pode ainda ser cíclico ou monotónico entre outras variáveis, dependendo do parâmetro estrutural que se pretende estudar.

Benayoune *et al* (2008) fizeram ensaios de flexão simples num total de seis painéis *sandwich* com duas camadas de betão armado, uma camada interior de poliestireno e conectores contínuos de treliça metálica unindo as duas camadas de betão. Neste ensaio, as condições de apoio foram alteradas, usando painéis simplesmente apoiados em duas extremidades ou nas quatro, de modo a estudar as lajes a trabalhar numa ou duas direções respetivamente. Ensaíram-se dois painéis com dimensões de 2,0 m × 0,75 m, de modo a estudar o respetivo comportamento unidirecional, dois painéis de tamanho 1,5 m × 1,5 m e dois painéis de tamanho 1,0 m × 0,5 m para estudar o comportamento bidirecional dos painéis. Os painéis de 2,0 m × 0,75 m foram simplesmente apoiados sobre as duas extremidades menores e foram submetidos a um carregamento segundo duas linhas de carga lateral (Figura 2.11). Enquanto os outros quatro painéis (1,5 m × 1,5 m) e (1,0 m × 0,5 m) foram simplesmente apoiados nas quatro extremidades e submetidos a quatro pontos de carregamento lateral (Figura 2.12).

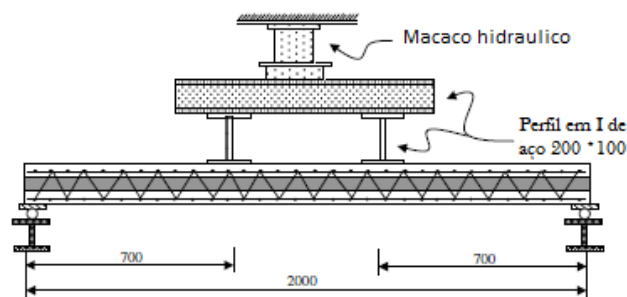


Figura 2.11: Esquema de ensaio do painel de 2 m × 0,75 m, adaptado de Benayoune *et al.* (2008)

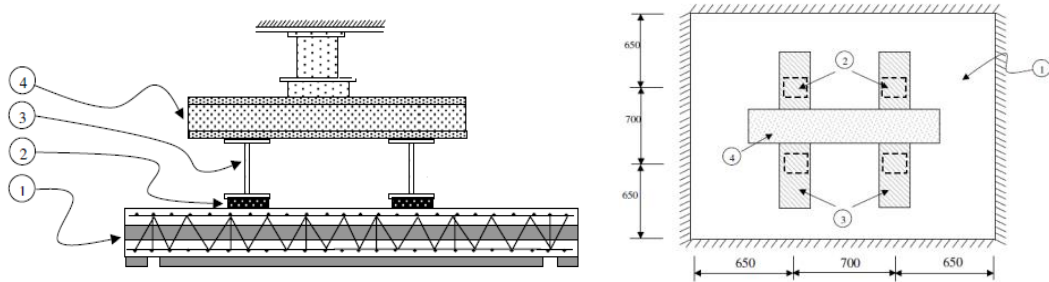


Figura 2.12: Esquema de ensaio dos painéis menores (Benayoune *et al.*, 2008)

Através de um macaco hidráulico aplicou-se uma força que foi distribuída pelos pontos de aplicação de carga, através de vigas em I. O ensaio foi controlado em termos de carregamento, e a carga foi aumentada com um incremento de 3 kN, até à rotura do provete. Em cada fase do carregamento foram monitorizadas as extensões no betão, na armadura e no conector, e foi também observado o padrão de fendilhação ao longo de todo o carregamento. As deformações do pano inferior foram medidas nas duas direções a meio vão e foram também colocados extensómetros a meio vão, nos conectores.

Verificou-se através das curvas carga-deformação que os painéis têm um comportamento elástico até ao aparecimento da primeira fenda, tendo após a fendilhação um comportamento não-linear com um aumento significativo das deformações até à rotura.

Benayoune *et al.* (2008) verificaram que os painéis estudados a trabalhar numa direção apresentavam fendilhação de flexão clássica, desenvolvendo fendas na camada inferior ao longo da largura do painel e a primeira fenda apareceu para um carga de 55% da carga de rotura. Embora o momento máximo fosse a meio vão, a maioria das fendas apareceram abaixo das linhas de carga.

No caso dos painéis simplesmente apoiados em quatro extremidades, o modo de fendilhação foi semelhante ao comportamento típico de lajes maciças armadas em duas direções (Figura 2.13). Notou-se também o aparecimento sequencial de fendas adicionais nas esquinas dos provetes. A primeira fenda ocorreu para uma carga de cerca de 60% da carga final, na camada inferior do painel.

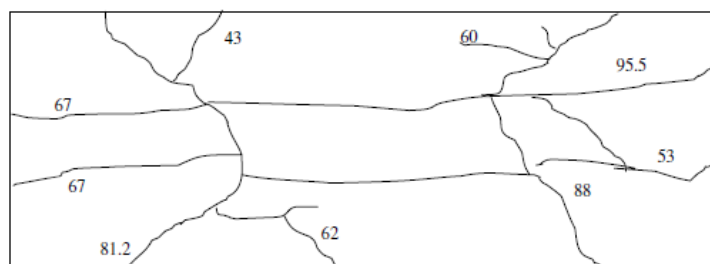


Figura 2.13: Fendilhação típica de lajes armadas em duas direções (Benayoune *et al.*, 2008)

Em relação ao modo de rotura, as leituras de carga caíram para zero acompanhadas por um som de rotura, a carga caiu e a deformação aumentou repentinamente. Todos os seis provetes sofreram rotura devido ao esgotamento da resistência do aço na zona de maior fendilhação da camada inferior. No entanto todos os painéis mostraram ter um comportamento dúctil, verificando-se uma grande deformação antes da rotura e cargas superiores às de projeto.

Gara *et al.* (2012) realizaram ensaios de flexão simples em seis painéis de laje com duas camadas de betão armado com malha metálica, uma camada de núcleo de poliestireno e conectores metálicos em forma de pino, soldados às malhas de reforço de cada camada. A espessura e comprimento foram variados de modo a estudar o comportamento de lajes *sandwich* sob efeito de flexão. Dois painéis tinham comprimento de 3.6 m e a espessura da camada de núcleo era de 80 mm. Dois painéis possuíam 4.6 m de comprimento e 120 mm de núcleo e os outros dois tinham 5.6 m de comprimento com núcleo de 160 mm. A largura dos painéis era de 1.12 m e as camadas de betão superior e inferior tinham uma espessura média de 50 mm e 30 mm, respetivamente. Estes painéis possuíam vigas de betão armado com 300 mm de largura e comprimento igual à largura do painel nas duas extremidades. As vigas de betão armado simulam as zonas maciças existentes na realidade ao longo do perímetro dos andares reais e também facilitaram as operações de movimentação.

Os painéis foram simplesmente apoiados em duas extremidades, com vão de 3.3 m, 4.3 m e 5.3 m e foram aplicadas duas cargas distribuídas (“faca”) através da ação de um macaco hidráulico. De modo a analisar corretamente a fendilhação, numa das lajes o carregamento foi mais lento e aplicado através de dois tanques que se iam enchendo de água como representado na Figura 2.14.



Figura 2.14: Modalidades de carregamento (Gara *et al.*, 2012)

Quatro painéis foram testados sob carregamento monotónico, aumentando a carga até à rotura, enquanto os outros dois painéis foram testados sob ciclos de carga-descarga e, em seguida, sujeitos a um aumento da carga até à rotura. Foi registada a carga máxima e os deslocamentos.

Verificou-se que o deslizamento entre as duas camadas de betão evoluiu de forma aproximadamente linear com o carregamento e os valores máximos foram muito baixos (1 a 2 mm) e a separação entre as camadas é desprezável, observando-se valores muito baixos. Estes resultados confirmam que os painéis de laje se comportaram como elementos semi-compostos. No entanto, vale realçar que o deslizamento entre as duas camadas de betão é limitado, não só pela aderência da camada interna mas também pelas vigas de betão armado. Por esta razão, as vigas de betão armado são recomendadas em construções reais.

Analisando as curvas de carga-deformação verificou-se uma alteração da inclinação (redução de rigidez) para uma carga de cerca de 4 kN, devido à fendilhação do betão. Subsequentemente, para uma carga de 8 kN ocorreu um súbito incremento na deformação, devido ao aumento da abertura das fendas.

De modo a analisar a evolução de aberturas das fendas na camada inferior de betão, um painel foi sujeito a duas fases de carregamento. A primeira fase consistia num ciclo de enchimento e descarga de dois tanques de água, posicionados sobre o painel. Sendo os tanques enchidos gradualmente até se atingir a carga de serviço (3.2 kN/m²). Na segunda fase o painel era carregado até à rotura, tal como os outros, através de um macaco hidráulico. Antes do ensaio, o painel já apresentava três fendas na camada inferior de betão resultantes da retração e do manuseamento deste. Na primeira fase verificou-se o aparecimento progressivo de novas fendas após o terceiro passo de carregamento. No quarto passo, o padrão de fissuração ficou estabilizado e no quinto passo, a amplitude máxima das fendas, era menor que 0,5 mm. Após a fase de descarga (passo 12), as fendas não fecharam completamente e observou-se uma deformação residual de cerca de 10 mm. A distância entre as fendas foi de cerca de 70 mm a 80 mm, que corresponde aproximadamente à distância entre as linhas transversais da malha metálica. Vale a pena notar que a carga de fendilhação obtida neste ensaio foi extremamente baixa e que a largura das fendas em cargas de serviço foi muito superior aos limites usualmente adotados para betão armado.

A rotura de todos os painéis ocorreu devido ao esgotamento da resistência à tração da camada de betão inferior e devido às elevadas tensões ocorridas na malha de reforço existente nessa

zona (Figura 2.15). Notou-se que em todos os casos, as cargas de rotura foram inferiores às cargas de projeto exigidas. Estas cargas baixas podem ter ocorrido porque na realidade estes painéis são ligados uns aos outros de modo a trabalhar em duas direções e não são simplesmente apoiados em duas extremidades.



Figura 2.15: Ensaio de flexão: rotura da camada inferior de betão armado (Gara *et al.*, 2012)

Soriano e Rizkalla (2013) realizaram o ensaio de flexão simples em painéis *sandwich* de betão de modo a analisar o grau de ação compósita, variando o material do núcleo (EPS, XPS e XPS jateado com areia) e o material do conector (fibras de vidro e fibras de carbono).

Os painéis foram simplesmente apoiados em duas extremidades, com um vão de 3.66 m, e foram carregados até à rotura. A carga aplicada com um atuador hidráulico era transmitida a duas vigas de aço, pousadas no centro da camada superior do betão e distanciadas entre si de 600 mm, que a aplicavam uniformemente distribuída em forma de “faca” no painel. A carga aplicada foi medida juntamente com a deformação vertical a meio vão e em cada um dos pontos de carga. As medições da deformação foram realizadas ao longo do eixo central longitudinal da parede.

Nos primeiros ensaios de flexão concluiu-se que após a fendilhação os painéis apresentavam baixa ação compósita, por isso reforçou-se a camada inferior com lâminas de FRP de carbono. Nos ensaios seguintes observou-se que, em geral, não houve aparente diferença na capacidade resistente global entre as amostras com isolamento de espuma EPS e XPS jateados com areia. Os provetes com EPS de alta densidade aparentemente atingiram um nível mais elevado de ação mista, proporcionando uma maior capacidade resistente global à flexão.

Soriano e Rizkalla, 2013 observaram que ao colocar lâminas de CFRP como reforço na camada inferior de betão, estas impedem o aparecimento de fendas, que seria normal aparecer nesta camada quando sujeita à flexão. Observou-se também um deslizamento entre as camadas de betão. Este comportamento não é comum em painéis *sandwich* com conectores

em GFRP, o que sugere que o reforço à flexão do painel com lâminas de FRP de carbono não é uma boa prática. Notou-se também que houve uma compressão da camada de isolamento diminuindo a espessura de 50 mm para 25 mm deformando o conector no interior do painel (Figura 2.16).

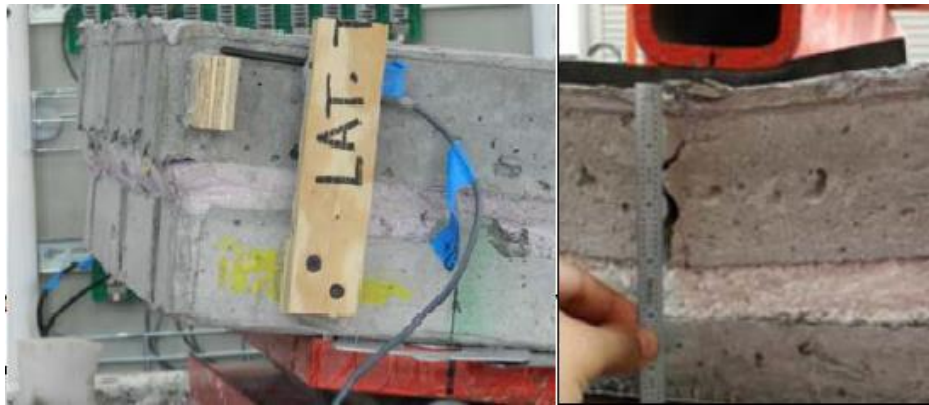


Figura 2.16: Deslizamento das camadas de betão e compressão da camada de isolamento (Soriano e Rizkalla, 2013)

Outros modos de carregamento foram realizados por diferentes autores. Para além de ensaios com carregamentos pontuais ou em “faca”, podem ainda ser aplicados carregamentos distribuídos por todo o painel, sendo esta forma de carregamento a mais representativa da ação do vento. Pissiki e Mlynarczyk (2013) usaram uma bolsa de ar, sob o painel (Figura 2.17) como modo de aplicação de carga, de forma a determinar o grau de interação dos painéis em função do tipo de conector usado. De modo a estudar as condições de apoio e o comportamento dos conectores à flexão Chen *et al.* (2011) realizaram dois grupos de ensaios: num grupo os painéis foram apoiados em duas extremidades e noutra grupo os painéis foram apoiados nas quatro extremidades. Em ambos os casos, o carregamento foi distribuído e aplicado através de sacos de areia.



Figura 2.17: Aplicação de carga uniformemente distribuída (Pissiki e Mlynarczyk, 2013)

Outros investigadores, como: Bush e Stine (1994), Pantelides *et al.* (2008) e Salmon *et al.*, (1997), efetuaram o ensaio de flexão simples em painéis *sandwich*.

Relativamente aos modos de rotura, verificou-se nos ensaios experimentais que os painéis quando sujeitos à flexão podem sofrer rotura por esmagamento da camada superior, por excessiva fendilhação ou por elevada abertura das fendas, na camada inferior, ou por esgotamento da resistência ao corte do conector, ou ainda por esgotamento da resistência à compressão ou à tração do conector devido à flexão.

Em resumo, a rotura pode-se dar pelo esgotamento da resistência das camadas de betão ou por esgotamento da resistência do conector. Danos na camada de isolamento não levam à rotura do painel, diminuindo apenas a estabilidade do painel e o confinamento que esta camada garante ao conector.

2.4.2 Ensaio pseudo-estático cíclico

Tradicionalmente, os painéis *sandwich* foram utilizados na construção unicamente como elementos resistentes a cargas gravíticas ou como elementos não estruturais. Recentemente, começou-se a utilizar painéis *sandwich* como elementos resistentes, equivalentes a uma estrutura monolítica. As principais empresas envolvidas na construção de painéis estimam que, o custo de um edifício residencial com painéis *sandwich* resistentes é cerca de 2/3 de uma estrutura tradicional monolítica (Pavese e Bournas, 2001).

Visto ser um sistema desenvolvido recentemente, o conhecimento do desempenho sísmico deste sistema estrutural ainda é limitado, sendo a literatura sobre o tema muito escassa. A investigação do comportamento sísmico deste sistema continua a ser uma tarefa desafiadora, tendo ainda poucos autores utilizado o ensaio pseudo-estático como meio de estudarem o desempenho estrutural (rigidez, resistência, ductilidade e dissipação de energia) dos painéis *sandwich*.

Pavese e Bournas (2011) estudaram 10 painéis *sandwich* com 150 mm de espessura pré-fabricados de betão armado com ou sem abertura. O programa experimental teve como objetivo proporcionar uma melhor compreensão sobre o comportamento sísmico de painéis pré-fabricados e fornecer dados valiosos para modelar este tipo de painéis *sandwich*.

Todos os painéis *sandwich* tinham duas camadas de 35 mm de betão projetado, armado com malhas de aço (com resistência característica à compressão de 25 MPa aos 28 dias), uma

camada de núcleo de poliestireno expandido (EPS) corrugado e conectores de aço em forma de pinos soldados nas duas malhas (80/m²), tal como representado na Figura 2.18.

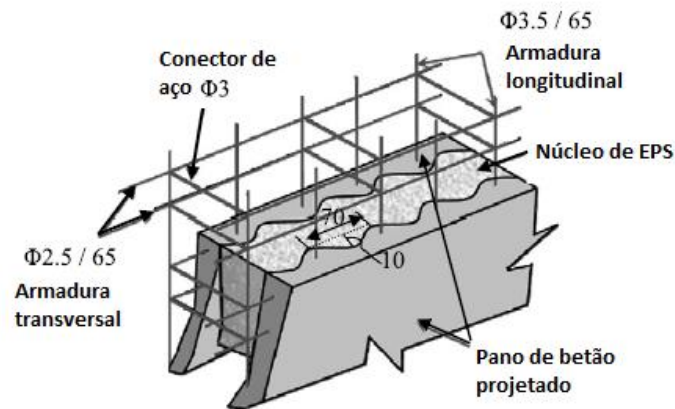


Figura 2.18: Composição do painel *sandwich*, adaptado de Pavesa e Bournas (2011)

Foram estudados painéis com dimensões diferentes, com ou sem abertura, tal como ilustrado na Figura 2.19. Todos os painéis possuíam uma viga superior rígida de forma a distribuir as cargas horizontais e axial na parede e uma viga inferior rígida fixada à laje de reação do laboratório, como uma sapata.

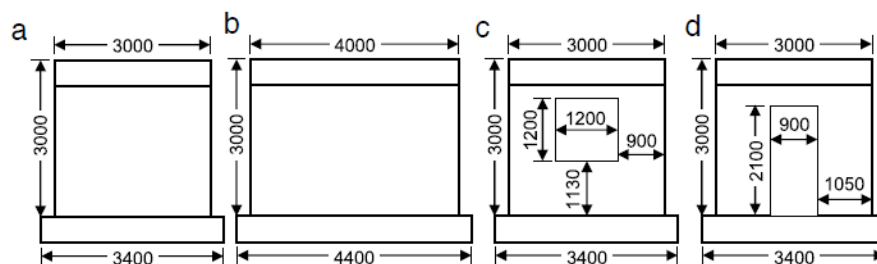


Figura 2.19: Geometria dos painéis estudados por Pavesa e Bournas (2011)

Os painéis foram submetidos a uma combinação de carregamento cíclico horizontal, com incrementos de cargas graduais, e carregamento constante vertical (150 kN ou 300 kN). O carregamento cíclico lateral, consistiu na aplicação de ciclos sucessivos progressivamente crescentes: 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6%, 0.8% (no caso de painéis com porta) e 1% de *drift* (relação entre a carga horizontal imposta e a altura do painel) em cada direção do carregamento. O programa de carregamento consistia de três ciclos em cada nível de deslocamento lateral e a velocidade de carregamento foi de 0.05-0.30 mm/s. A carga lateral foi aplicada utilizando um atuador posicionado horizontalmente.

Em relação à aplicação da carga vertical, existiam dois esquemas de carregamento. No primeiro (Figura 2.20), a parede funcionava como uma consola e a carga axial era aplicada por dois macacos hidráulicos com pressão automática de auto-ajuste. No segundo esquema de

carregamento (Figura 2.21), a parede era fixada nas duas extremidade, a carga axial era aplicada através de dois atuadores verticais que mantinham a carga axial constante e impediam a rotação da viga de topo. Em ambos os esquemas de carregamento, a variação da carga axial durante cada ensaio era insignificante. O ensaio foi controlado em termos de deslocamento.



Figura 2.20: Painel em consola (Pavesa e Bournas, 2011)



Figura 2.21: Painel bi-encastado (Pavesa e Bournas, 2011)

Pavesa e Bournas (2011) chegaram aos resultados apresentados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1: Resumo dos resultados, adaptado de Pavesa e Bournas (2011)

Provetes	Força de pico (kN)		Drift de cedência (%)		Drift de pico (%)		Drift de rotura (%)		Fator de ductilidade $\mu_{\Delta} = \theta_u / \theta_y$
	Push	Pull	Push	Pull	Push	Pull	Push	Pull	
P3S_150	211.4	-208.9	0.19	0.17	0.39	0.40	0.60	0.44	2.88
P3S_300	-257.4	257.9	0.15	0.18	0.39	0.40	0.51	0.49	3.03
P3D_150	429.7	417.5	0.216	0.238	0.60	0.60	0.80	0.80	3.52
P3D_300	451.3	464.5	0.261	0.172	0.61	0.53	0.69	0.62	3.05
P4S_150	352.9	-286.5	0.24	0.19	0.37	0.27	0.42	-	2.01
P4S_300	409.8	-396.5	0.23	0.20	0.40	0.40	0.65	0.57	2.84
P3S_150_W	170.8	-161.3	0.24	0.22	0.79	0.60	1.00	1.00	4.30
P3S_300_W	198.9	-201.8	0.23	0.23	0.58	0.60	1.00	1.00	4.34
P3S_150_D	160.9	-148.7	0.23	0.19	0.59	0.36	1.00	1.00	4.76
P3S_300_D	162.6	-161	0.21	0.23	0.37	0.40	0.59	0.60	2.70

Pavesa e Bournas (2011) observaram que os painéis sem aberturas ensaiados em consola apresentaram significativas fendas longitudinais e horizontais perto das regiões de momento máximo e fendas de corte paralelas às bielas de compressão (Figura 2.22) para um *drift* de 0.4%, correspondendo ao pico da carga lateral. No ciclo seguinte de carregamento (*drift* de 0.6%) o betão lascou e o aço de reforço fletiu nos cantos inferiores (Figura 2.23), aproximadamente a 300 mm a partir da base do painel. A resistência do painel foi consideravelmente degradada devido à flexão da armadura, fenómeno que pode ser evitado através do confinamento destas secções.

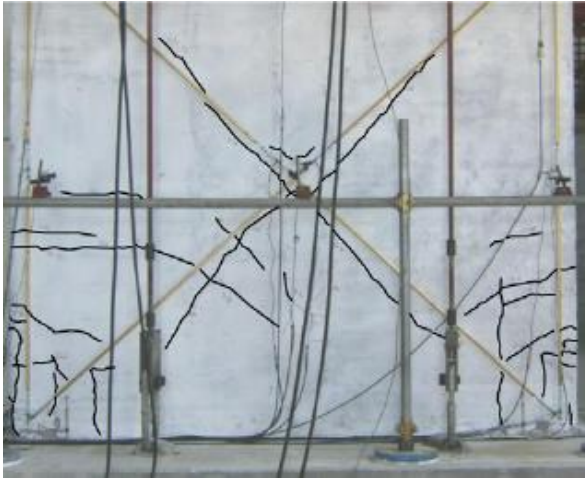


Figura 2.22: Padrão de fendilhação (*drift* de 0.4%) (Pavesa e Bournas, 2011)



Figura 2.23: Canto com betão lascado (Pavesa e Bournas, 2011)

O modo de rotura das duas paredes (3 m × 3 m) bi-encastadas foi essencialmente por corte. Até ao pico de resistência lateral (*drift* de 0,6%) apareceu um número significativo de fendas de corte bem distribuídas em toda a parede (Figura 2.24), sem a degradação da resistência lateral, devido à boa pormenorização do reforço horizontal e vertical, controlando a largura das fendas de cisalhamento. Para um *drift* de 0.8%, a resistência dos painéis foi diminuída devido à degradação do betão, como apresentado na Figura 2.25. O esmagamento do betão em dois planos verticais ocorreu no segundo e terceiro ciclos do *drift* de 0,8% devido ao deslizamento das superfícies da fenda.

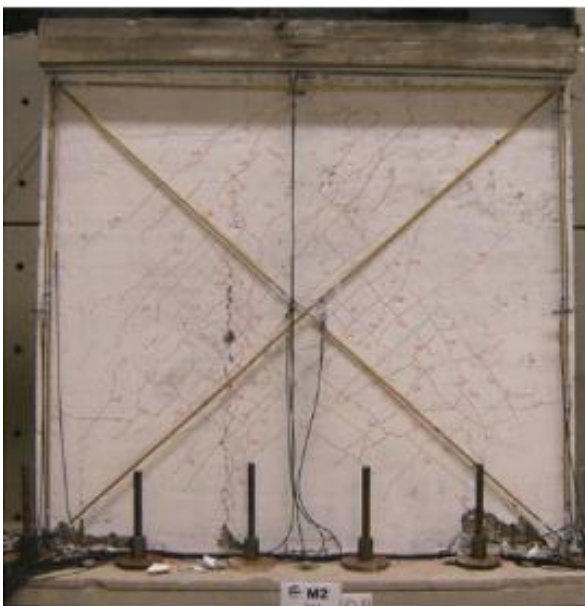


Figura 2.24: Fendas de corte distribuídas (Pavesa e Bournas, 2011)

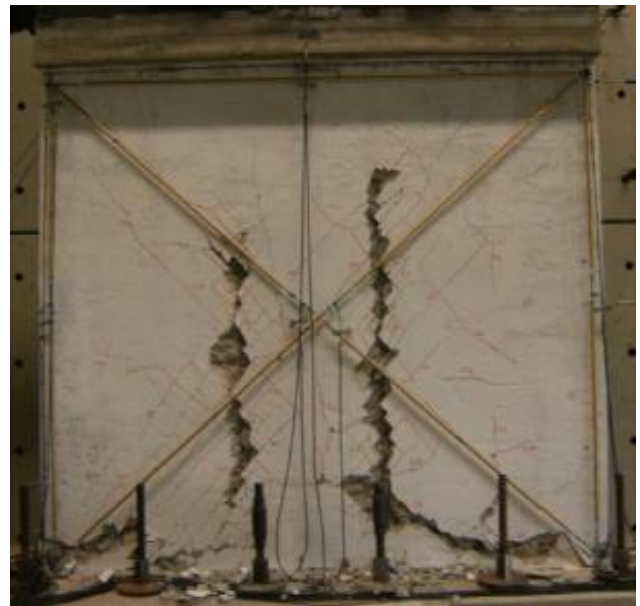


Figura 2.25: Degradação do betão (Pavesa e Bournas, 2011)

Por fim, ocorreu uma rotura por corte combinando uma fenda de compressão diagonal e uma fenda de corte deslizante. Perto da base dos painéis formou-se também uma grande fenda contínua horizontal, na qual a armadura longitudinal funcionou como pinos de reforço (Figura 2.27).



Figura 2.26: Fenda de compressão diagonal
(Pavesa e Bournas, 2011)



Figura 2.27: Fenda horizontal na base dos painéis
(Pavesa e Bournas, 2011)

A resposta dos 4 painéis com abertura foi inicialmente controlada pela formação de fendas de corte. A presença de janelas ou portas nas paredes reduziu a biela de compressão de betão e, assim, reduziu a rigidez dos painéis, o que resulta num aumento de tensões de corte e abertura de fendas paralelas à diagonal comprimida (Figura 2.28 e Figura 2.29). Apesar da presença de muitas fendas diagonais, os painéis estando bem reforçados mostraram apenas uma gradual redução da resistência e da rigidez e em nenhum caso o painel rompeu de forma frágil. Três em quatro paredes sofreram rotura num *drift* de 1%. No último ciclo de carga apareceram muitas fendas de flexão, após a carga de pico lateral. Isto deveu-se ao comportamento das duas partes do painel (a partir de ambos os lados da abertura) como paredes individuais, favorecendo a deformação por flexão.



Figura 2.28: Fendas de corte paralelas à biela de compressão em paredes com janelas (Pavesa e Bournas, 2011)

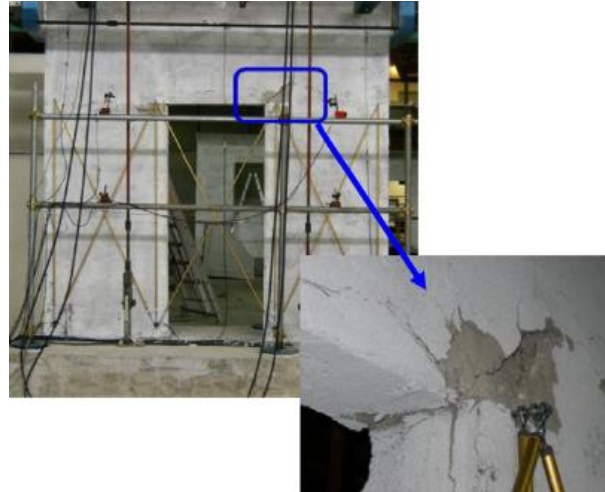


Figura 2.29: Fendas de corte paralelas à biela de compressão em paredes com portas (Pavesa e Bournas, 2011)

Ricci *et al.* (2013) estudaram o comportamento sísmico de 6 painéis *sandwich* de $3\text{ m} \times 3\text{ m}$, dos quais 4 não tinham abertura (Figura 2.30) e 2 tinham uma abertura central (Figura 2.31) de $1\text{ m} \times 1\text{ m}$. Estes painéis tinham 180 mm de espessura e eram compostos por duas camadas de betão projetado (C25/30), com 40 mm de espessura cada, armadas com malha de aço e uma camada corrugada de 100 mm de poliestireno expandido. Os esforços entre as camadas de betão foram transmitidos através de conectores de aço com diâmetro de 3 mm em forma de pinos, soldados nas malhas de aço de cada camada de betão e foram colocados de 40 a 50 conectores por m^2 . Os painéis foram construídos com uma viga de topo e de base rígidas, de forma a distribuir as cargas laterais e axiais e simular a ligação parede-fundação.

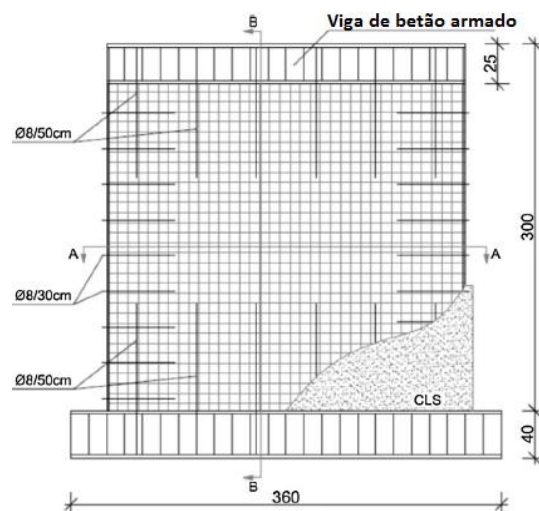


Figura 2.30: Painel *sandwich* sem abertura, adaptado de Ricci *et al.* (2013)

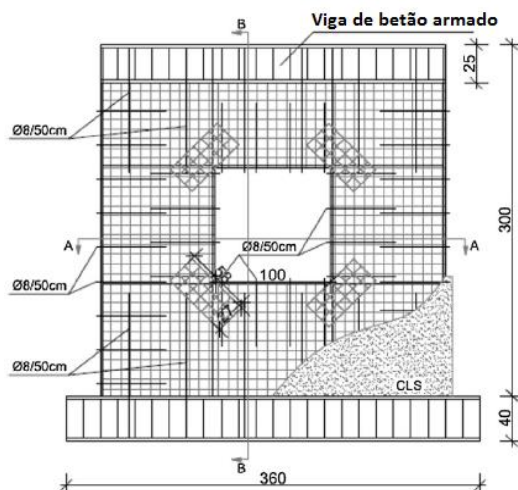


Figura 2.31: Painel *sandwich* com abertura, adaptado de Ricci *et al.* (2013)

Todos os painéis foram sujeitos a um carregamento axial constante e lateral pseudo-estático cíclico. De modo a avaliar a influência da carga axial foram aplicados três valores diferentes de carregamento (correspondentes aos pesos típicos transmitidos pelos andares superiores) de 50 kN, 100 kN e 250 kN. A carga lateral foi aplicada com um aumento progressivo e foram aplicados de 5 a 8 deslocamentos, realizando-se três cíclicos para cada deslocamento, de modo a analisar uma grande variedade de comportamentos (a partir da fase elástica até às condições finais). O carregamento lateral foi controlado em termos de deslocamento.

A carga horizontal foi aplicada através de um atuador hidráulico na viga de topo, que estava escorada a fim de evitar a deformação lateral. As cargas verticais foram impostas através de dois atuadores hidráulicos sobre uma viga de aço em forma de T, com apoios transversais, a qual foi colocada na parte superior da viga de topo.

Ricci *et al.* (2013) observaram nos quatro painéis sem abertura, que o padrão de fendilhação foi sequencial. Primeiro apareceram fendas de flexão e de seguida fendas de corte. Para um *drift* de 0.1% as fendas apareceram quase horizontais nos bordos e a partir do *drift* de 0.4% apareceram fendas diagonais, especialmente no centro da parede. Para um *drift* de 0.8% o padrão tornou-se estável apenas com um aumento da largura das fendas e o aparecimento de alguns danos crescentes na base dos dois cantos. No entanto, como é evidente pela Figura 2.32 a largura final das fendas foi moderada (máximo de 0.40 mm).

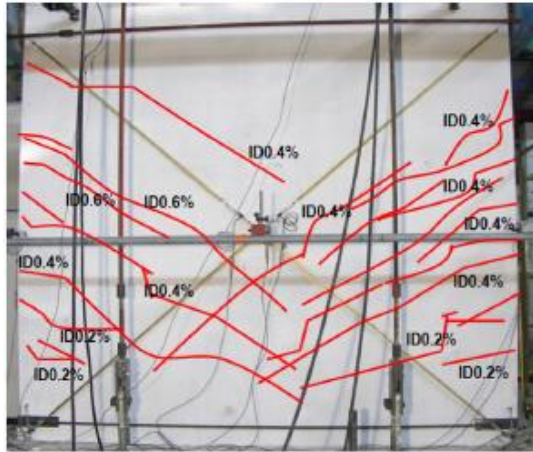


Figura 2.32: Padrão de fendilhação dos painéis sem abertura (Ricci *et al.*, 2013)

Também no caso de paredes com abertura, a sequência de fendilhamento foi a mesma, primeiro aparecerem fendas de flexão e depois de corte. Neste caso, devido à abertura central, para um *drift* de 0,2% as fendas de flexão foram menos evidentes e mais concentradas nas extremidades, ao passo que as fendas de corte (a partir do *drift* de 0,4%) foram mais inclinadas e concentradas em torno da abertura (Figura 2.33). Para um *drift* de 0,8% não apareceram novas fendas e houve apenas um aumento da largura das fendas existentes. Foi também observado em todos os testes um deslizamento entre a fundação e os provetes. Em resumo, os resultados aqui discutidos parecem indicar que a presença de uma abertura adequadamente reforçada não modifica substancialmente a resposta das paredes.



Figura 2.33: Padrão de fendilhação dos painéis com abertura (Ricci *et al.*, 2013)

Resumidamente, a rotura dos painéis quando sujeitos a carregamentos laterais pode ocorrer pelas razões enumeradas nos ensaios de flexão ou pela degradação do betão devido ao deslizamento das fendas de corte. Verificou-se que os painéis apresentaram tanto fendas de corte como de flexão.

2.4.3 Painéis *sandwich* sujeitos a carregamento axial

Os painéis *sandwich* de betão são geralmente utilizados na construção de apenas um piso, e estes podem funcionar como elemento estrutural resistente a cargas axiais ou não. De forma a conhecer o comportamento estrutural das diversas tipologias de painéis *sandwich* quando sujeitos a carregamento axial foram realizados ensaios experimentais por alguns autores.

Benayoune *et al.* (2006, 2007) estudaram 12 painéis *sandwich* com panos de betão armado separados por uma camada de isolamento de poliestireno. Os dois panos de betão eram ligados por conectores contínuos ao longo da altura do painel, em forma de treliça metálica, que atravessavam a camada de isolamento, tal como representado na Figura 2.34.

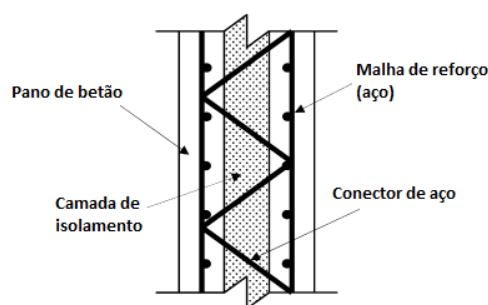


Figura 2.34: Painel *sandwich* com conector em treliça metálica, adaptado de Benayoune *et al.* (2007)

Os 12 painéis tinham de largura 1.2 m e altura variável de 1.4 m, 1.8 m e 2.4 m. Em cada grupo de 4 painéis com a mesma altura, a espessura variava de 120 mm a 130 mm. A espessura das camadas de betão era de 40 mm, constante, e a espessura da camada de isolamento variava entre 40 mm e 50 mm.

Foram formados dois grupos de seis painéis *sandwich* de grandes dimensões, com índice de esbelteza variável e testados sobre condições de carregamento axial diferente.

Normalmente, a carga axial não atua no centro de gravidade dos painéis. Tendo isso em consideração, Benayoune *et al.* (2006, 2007) testaram um grupo de 6 painéis em condições de carga axial excêntrica e outro grupo de 6 painéis em condições de carga axial centrada.

Todos os provetes foram testados na posição vertical e foi realizado um nivelamento dos painéis para assegurar um apropriado nivelamento do ensaio. Os painéis foram testados com a extremidade inferior encastrada e a extremidade superior apoiada (Figura 2.35). Deste modo, foram simuladas as condições de apoio dos painéis quando colocados numa construção real de apenas um andar.

Em todos os ensaios, foi controlado o carregamento em termos de carga. Após uma carga inicial de 100 kN, aplicou-se um incremento gradual de aproximadamente 150 kN até à rotura do painel.

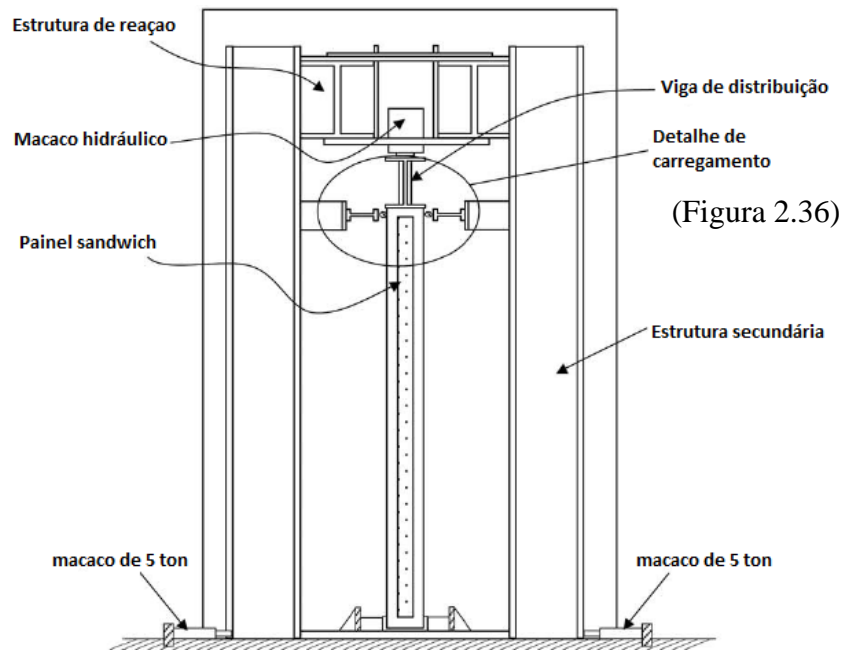


Figura 2.35: Set-up adaptado de Benayoune *et al.* (2006)

No caso do ensaio com carga excêntrica, a carga foi aplicada a uma excentricidade de 40 mm, de modo que os painéis foram submetidos a um momento fletor (Figura 2.36).

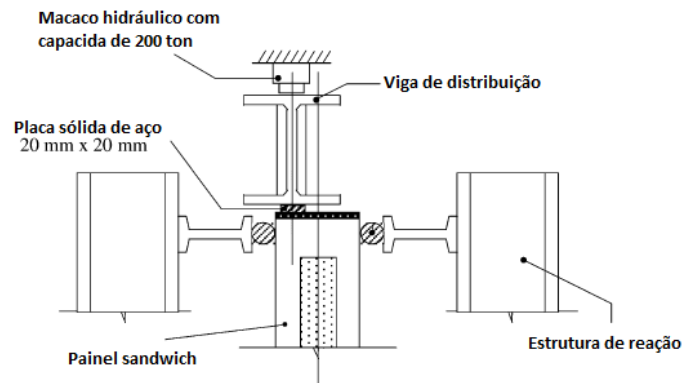


Figura 2.36: Pormenor de carregamento axial adaptado de Benayoune *et al.* (2006)

No que diz respeito à análise do ensaio com carga excêntrica, foi observado o comportamento estrutural dos painéis através da medição das extensões à superfície de ambas as camadas de betão, extensões nos conectores e no aço de reforço e os deslocamentos laterais em locais estratégicos, em cada painel. Para entender melhor o desempenho de cada painel, os resultados do ensaio foram analisados no contexto de capacidade de carga excêntrica, de curvas carga-deformação, esbeltez, padrões de fendilhação e modo de rotura.

O ensaio mostrou que, numa fase inicial as curvas de carga-deformação a meia altura das seis amostras eram quase lineares, e que os painéis apresentaram um comportamento elástico. Após o aparecimento da primeira fenda, os painéis testados apresentaram um comportamento não linear e a deformação máxima foi de 21.2 mm.

Uma vez que a carga foi aplicada na camada exterior, esta foi submetida a tensões de compressão mais elevadas. Verificou-se também que a extensão nos conectores era maior na parte superior do que a meio do painel. Além disso, notou-se que as extensões apresentadas foram menores que a resistência do aço. Os conectores transferiram esforços entre as duas camadas de betão eficientemente até à rotura, mostrando um comportamento misto.

Os painéis tinham algumas fendas antes do ensaio que podiam ter ocorrido por retração ou manuseio descuidado. Estas fendas foram identificadas e marcadas e não influenciaram significativamente o aparecimento de novas fendas durante o ensaio, sendo observado que as fendas horizontais existentes fecharam com o aumento da carga. O aparecimento das primeiras fendas ocorreu a 38-55% da carga máxima e dois tipos de fendas foram observadas (horizontal e vertical).

Todos os provetes sofreram rotura por esmagamento do betão e dois painéis mostraram fendas inclinadas junto da extremidade superior do painel, onde houve o esmagamento. Fendas horizontais também foram observadas nestes painéis, próximas do topo da camada descarregada. Estas fendas podiam ser devidas ao maior momento de flexão induzido pela carga excêntrica que estes dois painéis mostraram apresentar em relação aos restantes painéis. Fendas verticais foram predominantes em todos os painéis. Foi verificado também uma separação das duas camadas de betão, nos seis painéis, perto da parte superior. Esta separação possivelmente deveu-se à pouca capacidade resistente do betão ou a uma incorreta fixação dos conectores.

Na fase final do carregamento ocorreu uma rotura explosiva no topo, onde a carga estava a ser aplicada.

Em relação ao ensaio com carregamento axial centrado os resultados do ensaio foram analisados para avaliar a capacidade de carga axial do painel, os perfis de carga-deformação, esbelteza, padrão de fendilhação e modo de rotura.

As curvas de carga-deformação, a 300 mm a partir da borda superior carregada, mostram que antes das primeiras fendas no betão aparecerem, os painéis apresentaram um comportamento elástico, sendo as curvas carga-deformação lineares. No entanto, depois da fendilhação, o

comportamento foi não-linear, mas o aumento das deformações laterais ainda se apresentava proporcional ao aumento do carregamento.

Na fase inicial de carregamento, observou-se que existia apenas uma pequena descontinuidade das tensões com o aumento do carregamento. No entanto, a descontinuidade tornou-se significativa quando se foi aproximando a carga de rotura, explicando a razão das fendas não aparecerem simultaneamente nas duas camadas de betão. Conclui-se que todos os painéis apresentaram uma interação total, até à rotura. Verificou-se ainda que as extensões no conector eram muito inferiores à capacidade resistente do aço.

Neste ensaio, quando a carga atingiu o valor máximo, foi verificada uma violenta rotura em todos os seis painéis por esmagamento do betão, numa ou ambas as extremidades dos painéis.

As primeiras fendas foram notadas para uma carga de 44-79% da carga máxima. A propagação de fendas também foi registada e um dos painéis apresentou fissuras inclinadas. Estas fissuras podiam ser devido à instabilidade (encurvadura) do painel. A maioria das fendas era vertical e inicialmente de pequena largura.

Mohamad e Mahdi (2011) estudaram o desempenho estrutural de dois painéis *sandwich* sob carga excêntrica.

Estes painéis tinham 2.0 m de altura, 0.75 m de largura e 100 mm de espessura. O painel tipo era composto por dois panos de betão leve reforçado, separados por uma camada de núcleo de poliestireno. Os panos de betão foram ligados por conectores contínuos de aço, sendo que no painel 1 foi utilizada uma treliça simples (Figura 2.37) e no painel 2 foi usada uma treliça dupla simétrica (Figura 2.38).

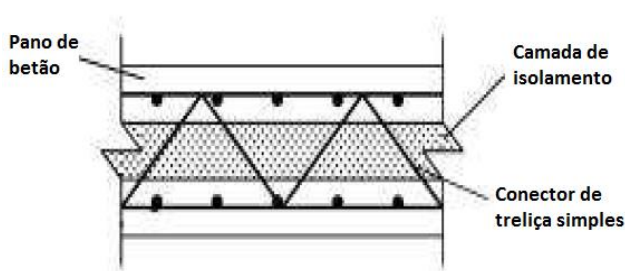


Figura 2.37: Conector do painel 1 adaptado de Mohamad e Mahdi (2011)

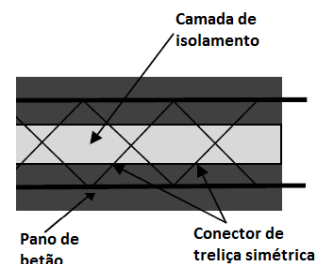


Figura 2.38: Conector do painel 2 adaptado de Mohamad e Mahdi (2011)

Os dois provetes foram testados na posição vertical e foram suspensos por meio de uma empilhadora e colocados na estrutura de suporte. Foram devidamente nivelados e testados

com a extremidade inferior encastrada e a extremidade superior simplesmente apoiada.

O ensaio foi efetuado com controlo de carga. Uma carga inicial de 1 kN foi aplicada pela primeira vez para certificar que toda a instrumentação estava a funcionar e então a carga foi aumentada gradualmente.

Os resultados foram analisados de forma a estudar a resistência máxima alcançada, as curvas de carga-deformação, as extensões na superfície do betão em ambas as camadas, o efeito do conector de treliça dupla simétrica de aço sobre o grau de interação do painel, o padrão de fendilhação e o modo de rotura.

Verificou-se que o painel com um conector em treliça simétrico tem maior capacidade resistente, tendo sido atingida uma carga máxima de 355 kN, enquanto que no painel com conector de treliça simples a carga máxima foi de 188 kN.

Registou-se uma deformação máxima de 4.3 mm no painel 1, com conector em treliça simples, sendo a deformação do painel 2 de 0.7 mm.

Os ensaios mostraram que os painéis foram esmagados tanto na parte inferior como na parte superior (Figura 2.39). Foi observada uma falha prematura devido à baixa resistência à compressão do betão.



Figura 2.39: Modo de rotura (Mohamad e Mahdi, 2011)

Verifica-se então que a rotura típica para painéis sujeitos a cargas de compressão é pelo esmagamento do betão, resultante do esgotamento da resistência à compressão do betão.

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS

SANDWICH

3.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os detalhes e resultados dum programa experimental efetuado com seis vigas *sandwich*, com o objetivo de estudar o comportamento estrutural dos painéis *sandwich* quando sujeitos a carregamentos que provocam flexão.

Os painéis *sandwich* em estudo, designados a desempenhar a função de parede estrutural são compostos por duas finas camadas exteriores de betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA), uma camada interior com propriedades de isolamento térmico, de poliestireno expandido (EPS) e um conector contínuo de GFRP, garantindo a ligação das camadas de betão e o funcionamento conjunto destas. Este conector consiste numa solução inovadora anteriormente estudada no âmbito do projeto LEGOUSE, mas ainda não testado em painéis *sandwich* submetidos a cargas de flexão.

Quando incluídos num edifício, os painéis estão sujeitos à ação de cargas permanentes e à ação do vento. Devido à variedade de solicitações impostas nestes painéis de parede, o estudo isolado do comportamento do painel com dimensões à escala real seria importante mas mais complexo, pois dificultaria a identificação dos modos de rotura associados aos diferentes carregamentos e aos vários componentes da parede. Para estudar o comportamento do painel à flexão, considerou-se então a realização de ensaios de flexão simples com quatro pontos de carregamento, com controlo de deslocamento, sobre provetes de dimensões reduzidas, daqui para a frente denominados de “vigas *sandwich*”.

Neste programa experimental analisam-se os modos de rotura das vigas *sandwich*, avaliando se a rotura ocorre devido ao esgotamento da capacidade resistente das camadas de BACRFA ou ao escorregamento entre estas e o conector. Analisa-se também o padrão de propagação de fendas, a capacidade de carga máxima, o grau de interação e a evolução dos deslocamentos em alguns pontos.

3.2 Geometria dos provetes de ensaio

Os ensaios de flexão foram realizados com provetes de 1.245 m de comprimento e secção transversal de 200 mm×180 mm, tal como apresentado na Figura 3.1. As vigas *sandwich* são constituídas por 2 camadas de betão autocompactável reforçadas com fibras de aço (BACRFA) de 60 mm, uma camada de poliestireno expandido (EPS) com 60 mm e um conector colocado a meio da secção com 150 mm de altura que atravessa a camada de isolamento e fica embebido nas duas camadas de betão. As camadas de BACRFA e a camada de EPS apresentam uma largura total de 200 mm.

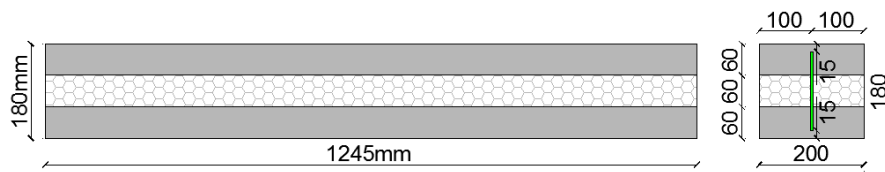


Figura 3.1: Geometria e secção da viga *sandwich*, em mm

O conector de GFRP é contínuo, ou seja, tem o mesmo comprimento que a viga em estudo. Este conector é plano e apresenta furos circulares uniformemente distribuídos ao longo do seu desenvolvimento, com as dimensões apresentadas na Figura 3.2.

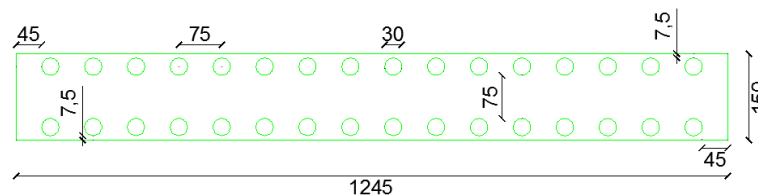


Figura 3.2: Geometria do conector de GFRP [mm]

Neste programa experimental foram ensaiados seis provetes realizados com conectores de diferentes malhas: 3 provetes utilizam conectores com malha CSM e 3 provetes usam conectores com malha multidirecional estruturada. No Quadro 3.2 são identificados os conectores utilizados em cada provete.

Devido ao processo de betonagem, as espessuras das camadas de betão diferem dos 60 mm pretendidos. Na Figura 3.3 são apresentadas as secções de referência onde foram medidas, após descofragem das vigas *sandwich*, as espessuras reais das camadas de betão.

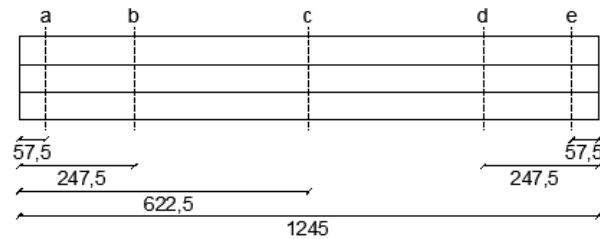


Figura 3.3: Secções de referência para medição das espessuras reais [mm]

No Quadro 3.1 são apresentadas, para os seis provetes, as espessuras das duas camadas de betão medidas nas secções de referência, em ambas as faces. A espessura média das camadas de betão superior e inferior, em todos os provetes, são também apresentadas no Quadro 3.1. Estas espessuras são calculadas através da média aritmética simples das medidas obtidas nas secções b, c e d, dado que a espessura desta zona tem maior influência na resistência à flexão das vigas *sandwich*.

Quadro 3.1: Espessuras reais das camadas de betão

Viga	Face	Espessura da camada (cm)										Espessura média (cm)	
		A		B		c		d		e		Sup.	Inf.
		Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
1	Frente	6.4	5.3	6.4	5.3	6.1	5.3	6.2	5.8	5.9	5.9	6.0	5.8
	Atrás	7.2	4.8	6.4	5.6	5.4	6.7	5.6	6.3	6.5	5.5		
2	Frente	4.9	6.9	5.4	6.7	5.0	6.8	4.9	6.7	5.2	6.7	5.0	6.9
	Atrás	4.8	7.0	4.3	7.2	4.9	7.0	5.4	6.9	4.8	7.0		
3	Frente	5.5	6.4	5.3	6.4	5.3	6.4	5.6	6.4	5.7	6.5	5.4	6.6
	Atrás	5.6	6.4	5.5	6.6	5.0	7.0	5.5	6.5	5.4	6.1		
4	Frente	6.5	6.0	6.5	5.5	6.6	5.4	6.7	5.4	6.5	5.5	6.7	5.3
	Atrás	4.9	6.3	6.4	5.8	6.6	5.4	7.6	4.4	8.3	3.7		
5	Frente	5.0	6.5	5.0	6.5	5.0	7.0	5.5	6.5	6.0	6.0	5.3	6.5
	Atrás	6.0	6.0	5.6	6.2	5.0	7.3	5.5	5.3	7.5	4.5		
6	Frente	5.5	6.4	6.0	6.0	6.8	5.1	7.0	5.3	7.0	5.1	6.6	5.3
	Atrás	6.0	5.5	6.5	5.5	6.7	5.0	6.6	5.0	6.8	5.1		

3.3 Fabrico dos provetes

Este trabalho enquadra-se num projeto que conta com a parceria da empresa de construção Mota-Engil. Esta empresa possui uma unidade fabril de pré-fabricados, localizada em Rio Maior, onde foi efetuada a produção do BACRFA e a betonagem dos painéis.

Os conectores de GFRP foram produzidos no PIEP (Polo de Inovação em Engenharia de Polímeros) situado no campus de Guimarães da Universidade do Minho.

3.3.1 Conector de GFRP

O conector tem a função de fazer a ligação entre as camadas de betão, transmitindo esforços entre as duas camadas e garantindo um certo grau de ação mista.

O conector de GFRP utilizado nesta campanha experimental é apresentado na Figura 3.4. Tem uma forma plana com furos circulares, embutidos em ambas as camadas de betão.

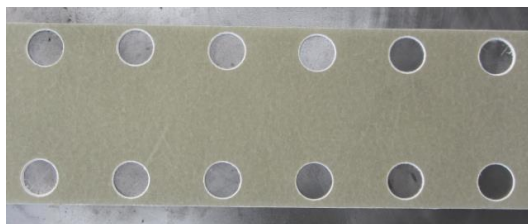


Figura 3.4: Conector de GFRP

Tal como já foi referido, foram utilizados dois tipos de conectores, com malhas de fibras de vidro distintas. A diferença entre as duas malhas é o tipo e a orientação das fibras que as constituem. A malha tipo CSM é constituída por fibras de vidro orientadas aleatoriamente enquanto que a malha tipo multidirecional tem fibras mais longas e perfeitamente orientadas a 0° , -45° , $+45^\circ$ e 90° .

O conector com malha multidirecional e espessura de 4 mm, é formado pela combinação de diferentes camadas (12 camadas de manta tipo EBX 400 e 1 camada de manta EBXS 1200, colocada entre as camadas de EBX 400) de forma a obter a orientação e quantidades de fibras pretendidas para este tipo de malha (80% a $\pm 45^\circ$, 10% a 0° e 10% a 90°). O conector com malha CSM tem 2 mm de espessura e são utilizadas 5 camadas de manta do tipo CSM MAT 450.

As composições das mantas utilizadas pelo PIEP são apresentadas no Quadro 3.2, onde a orientação das fibras é definida de acordo com o referencial da Figura 3.5.

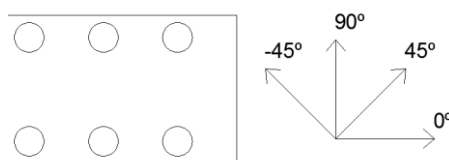


Figura 3.5: Referencial tomado na orientação das fibras

A espessura final dos conectores é conseguida através da combinação das camadas de fibra e da resina poliéster que envolve e preenche todos os espaços vazios. A quantidade e orientação das fibras de cada conector são apresentadas no Quadro 3.2.

A resina poliéster utilizada pelo PIEP é da marca comercial *ASHLAND*.

Quadro 3.2: Tipos de mantas utilizadas na realização dos conectores (SELCOM Multiaxial Technology, 2013)

Tipo de fibras	Nº de camadas	Orientação das fibras e peso/m ²				CSM g/m ²	Total g/m ²
		0° g/m ²	+45° g/m ²	90° g/m ²	-45° g/m ²		
CSM MAT 450		-	-	-	-	450	
EBXS1200		590	-	610	-	-	
EBX400		-	200	-	200	-	
Vigas							
Vigas 1, 2 e 3	CSM MAT 450	5	-	-	-	2250	2250
Vigas 4, 5 e 6	EBX400	12	-	2400	-	2400	-
	EBXS1200	1	590	-	610	-	6000

3.3.2 Betonagem

A betonagem das vigas *sandwich* foi realizada num só dia. Foi usado em todos os provetes o betão de uma única amassadura, com a composição apresentada no Quadro 3.3, desenvolvida pela empresa CiviTest (Barros, 2010).

Quadro 3.3: Composição do BACRFA (Barros, 2011)

Componentes	Quantidade	Unidade
Cimento I 42.5 R	413	kg
Brita calcária, ϕ 12	582	kg
Areia média	700	kg
Areia fina	233	kg
Água	148	L
Filler calcário	353	kg
Superplastificante, SIKA 3005 HM	7.83	kg
Fibras de aço, Wirand	60	Kg

Os moldes das vigas *sandwich* foram executados propositadamente para este trabalho, tendo sido produzidos moldes individuais para os seis provetes. O molde final consiste num conjunto de tábuas em madeira tradicional, aparafusadas de modo a obter as dimensões dos provetes pretendidas. Estes moldes são revestidos com algumas camadas de verniz tapa poros, e previamente à betonagem todo o molde é pincelado com óleo descofrante, garantindo que facilitará o processo de desmolde.

A produção das vigas *sandwich* é realizada de forma faseada. Inicialmente o conector é colocado dentro do molde. Na base do conector são colocados espaçadores para garantir que este fica a 15 mm da base do provete, tal como apresentado na Figura 3.6. Posteriormente, é betonada a camada inferior com 60 mm de espessura começando-se por colocar betão de um dos lados do conector e permitindo a passagem de betão e fibras pelos furos do conector. Só depois é colocado betão do outro lado do conector. Acima dessa camada de betão são colocadas duas placas de poliestireno expandido (EPS) com 60 mm de espessura, 1245 mm de comprimento e aproximadamente 100 mm de largura, tapando totalmente a camada de betão. É colocada uma placa em cada lado do conector, garantindo que este fica no centro do provete. Por fim é betonada a camada superior, de modo similar à camada inferior. Após a betonagem total da camada superior com 60 mm de espessura, regulariza-se a superfície, como se pode observar na Figura 3.7.



Figura 3.6: Espaçador de 15 mm Figura 3.7: Betonagem das vigas *sandwich*

A betonagem e a cura do betão são realizadas no interior da unidade fabril da Mota-Engil. Este local é fresco e protegido de agentes exteriores, embora não seja um ambiente com temperatura e humidade controladas. Desta forma, para impedir a perda de água dos provetes durante o processo de cura procede-se à sua cobertura com uma tela plástica.

Para caracterizar as propriedades do betão são extraídos 4 provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura e 5 provetes retangulares com 550 mm de comprimento e secção de 150 mm x 150 mm.

A desmoldagem dos provetes efetua-se ao fim de 1 dia, quando o betão já tem resistência suficiente para ser possível manusear os provetes. De seguida, estes foram transportados para o laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, onde são guardados até ao ensaio.

3.4 Caracterização dos materiais

Os ensaios de caracterização dos materiais não foram realizados no âmbito desta dissertação. As propriedades dos materiais apresentadas no Quadro 3.4, Quadro 3.5 e Quadro 3.6 são extraídas da tese de doutoramento de Lameiras (2014), realizada na Universidade do Minho, no âmbito do mesmo projeto (LEGOUSE).

3.4.1 Polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP)

No Quadro 3.4 são apresentadas as propriedades dos GFRPs utilizados nos conectores (tensão e extensão de cedência, módulo de elasticidade, tensão máxima e respetiva extensão). Estes parâmetros são obtidos através de ensaios de tração direta, os quais seguiram as normas ASTM Standard D 6856 (2003) e ASTM Standard D 3039/D 3039M (2008). Os provetes ensaiados possuem 25 mm de largura e 250 mm de comprimento (Figura 3.9). A espessura varia com a malha do provete, tendo o provete de malha CSM e malha multidirecional espessura de 2 mm e 4 mm, respetivamente.

Quadro 3.4: Propriedades dos conectores, adaptado de Lameiras (2014)

Conector		Malha CSM	Malha multidirecional
Número de amostras		6	6
Direção do carregamento		-	0°
Tensão de cedência	(MPa)	-	73.44
	CoV (%)	-	4.30
Extensão de cedência	($\mu\epsilon$)	-	5016
	CoV (%)	-	3.80
Módulo de elasticidade	(GPa)	14.64	16.70
	CoV (%)	7.40	3.00
Tensão máxima	(MPa)	252.54	183.48
	CoV (%)	8.50	8.50
Extensão correspondente à tensão máxima	($\mu\epsilon$)	18029	26788
	CoV (%)	9.80	2.30

As curvas de tensão-extensão apresentadas na Figura 3.8 resultam do ensaio de tração direta, realizado com amostras (Figura 3.9) ensaiadas na direção 0° (direção longitudinal dos provetes), dos conectores utilizados nos ensaios de flexão simples. Neste gráfico apenas é apresentada uma curva para cada material, sendo no entanto estas representativas dos restantes ensaios. O

conector com malha multidirecional apresenta uma extensão máxima de $2.02 \times 10^5 \mu\epsilon$, mas a respetiva curva tensão - extensão é truncada a $1.50 \times 10^5 \mu\epsilon$.

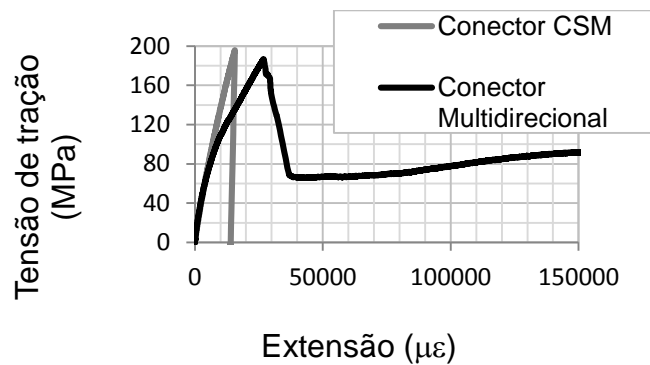


Figura 3.8: Curvas tensão-extensão dos conectores de malha CSM e malha multidirecional (Lameiras, 2014)

Figura 3.9: Provete (Gonçalves, 2012)

Verifica-se que os GFRPs apresentam tensões máximas bastante similares mas capacidades de deformação muito distintas. O GFRP de malha CSM apresenta uma rotura frágil enquanto que o GFRP de malha multidirecional, após pico, apresenta uma grande capacidade de deformação, para uma tensão residual elevada.

3.4.2 Betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA)

No Quadro 3.5 são apresentadas as propriedades do betão, usado na betonagem das 6 vigas *sandwich*, relativamente ao espalhamento, resistência à compressão e respetiva extensão e módulo de elasticidade. Para tal foram realizados ensaios de espalhamento, ensaios de compressão axial, com 4 amostras, e ensaios para determinação do módulo de elasticidade, com 2 amostras.

Quadro 3.5: Propriedades do betão à compressão e módulo de elasticidade, adaptado de Lameiras (2014)

Espalhamento (mm)	Idade (dias)	Resistência à compressão			Extensão correspondente à tensão máxima		Módulo de elasticidade		
		Nr.	f_{cm} (MPa)	CoV	($\mu\epsilon$)	CoV	Nr.	E_c (GPa)	CoV
485	94	4	45.60	8.5%	3695	15.5%	2	34.60	3.5%

Para se considerar um betão autocompactável o ensaio de espalhamento deve dar medidas entre 600 mm e 800 mm. Nesta betonagem obteve-se uma média de 485 mm. A obtenção deste valor

inferior ao recomendado pode ser explicada devido ao ensaio de espalhamento ter sido realizado após a betonagem de todos os provetes, presumindo-se que o betão já tinha iniciado a secagem.

No Quadro 3.6 são apresentadas as propriedades à tração do betão autocompactável reforçado com fibras de aço utilizado na betonagem das 6 vigas *sandwich*. Estas propriedades foram determinadas através do ensaio de flexão, que seguiu a norma RILEM TC-TDF (2002).

Quadro 3.6: Propriedades do betão à tração, adaptado de Lameiras (2014)

Número de provetes	$f_{fct,L}$	f_{ct} ($0.7 \times f_{fct,L}$)	Resistência à tração equivalente		Resistência à tração residual				
			$f_{eq,2}$	$f_{eq,3}$	$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$	
5	MPa	5.8	4.06	9.62	8.10	9.21	8.11	6.82	5.70
	CoV	13.3%	13.3%	12.4%	15.0%	13.8%	15.4%	15.7%	18.5%

3.5 Configuração de ensaio

É realizado um ensaio de flexão simples com os provetes testados na posição horizontal, simplesmente apoiados em duas extremidades e sujeitos a quatro pontos de aplicação de carga.

O esquema de ensaio usado para testar as seis vigas *sandwich* sob carregamento de flexão simples é exposto na Figura 3.10.

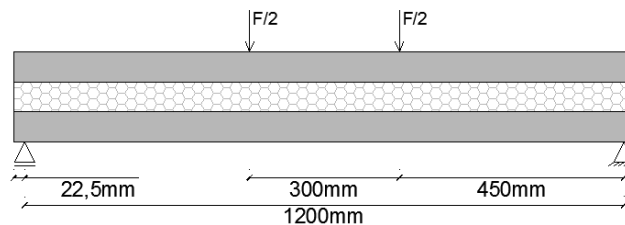


Figura 3.10: Esquema do ensaio de flexão, em vigas *sandwich*

Os ensaios são realizados com controlo de deformação, sendo medidos os valores da carga e deformação automaticamente através de um computador ligado ao sistema de aplicação de carga. A carga é induzida através do deslocamento de um atuador hidráulico e é controlada com uma célula de carga de 250 kN. Todos os provetes são levados à rotura, sendo aplicado um deslocamento gradualmente crescente à velocidade de 0,005 mm/s.

De modo a averiguar a degradação da conexão, em dois provetes de ensaio, com conectores de malhas diferentes, são inicialmente aplicados 104 ciclos com amplitude de 14 kN de força a

uma velocidade de 1.02 kN/s. Posteriormente é executado o mesmo procedimento de carregamento com controlo de deformação até à rotura, que foi aplicado nos outros ensaios.

3.5.1 Condições de apoio e carregamento

De modo a estudar o comportamento à flexão de uma viga *sandwich* isostática, esta é simplesmente apoiada em dois apoios rotulados (Figura 3.11) ligados a um pórtico de reação rigidamente ancorado numa laje resistente.



Figura 3.11: Apoios utilizados no ensaio de flexão simples

De forma a impor duas cargas verticais, o atuador hidráulico aplica a força numa viga de aço que a distribui para duas meias canas com 20 cm de comprimento, pousadas sobre o provete. Por sua vez, estas funcionam como duas linhas de carregamento uniforme impostas na viga *sandwich*, tal como representado na Figura 3.12.

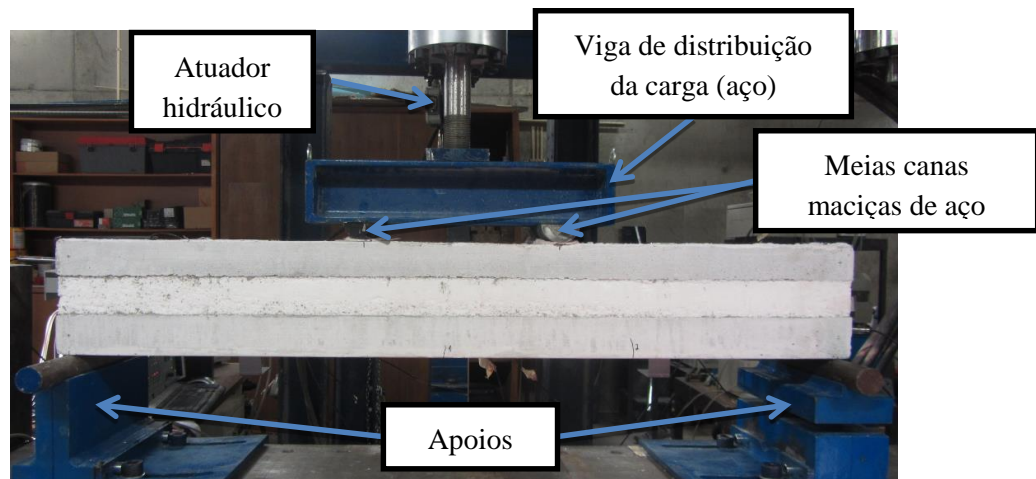


Figura 3.12: Configuração de ensaio

3.5.2 Preparação do ensaio e instrumentação

Durante a betonagem, o betão escorreu um pouco nas faces laterais da camada de EPS dificultando a correta identificação das diferentes camadas da viga *sandwich*. Começa-se então pela limpeza dos provetes. O betão em excesso é retirado e as camadas de betão são pintadas

de branco para facilitar a observação do padrão de propagação de fendas. O provete é então colocado sobre os apoios, centrado com o atuador hidráulico. De forma a garantir o nivelamento do carregamento e o máximo contacto entre as meias canas de aço e o provete, é colocado, entre estes elementos, um betume poliéster com endurecimento acelerado. Posteriormente, é colocada a viga de distribuição de carga sobre as meias canas, que fica em contacto com o atuador.

Após a colocação do sistema de aplicação de carga, colocam-se os elementos de suporte da instrumentação. Começa-se por furar as vigas a meio das camadas do betão na posição dos apoios, onde são fixadas as barras de alumínio que suportam os transdutores. Estas barras possuem um dos furos de fixação ovalizado, de forma a poderem adaptar-se aos deslocamentos laterais sofridos pelas duas camadas de betão, que resultam da flexão. Nas faces laterais da viga, são coladas chapas em L que funcionam como batentes para os transdutores, tal como apresentado na Figura 3.13. Nos topos das vigas são também coladas chapas de fixação dos transdutores, que medem os deslocamentos relativos entre o conector e as camadas de betão (Figura 3.14).



Figura 3.13: Sistema de suporte da instrumentação



Figura 3.14: Fixação dos transdutores nos topos das vigas *sandwich*

Na Figura 3.15 é apresentada a instrumentação utilizada nas Vigas 1, 2, 4 e 5. Estes provetes são instrumentados em ambas as faces de modo a averiguar se existe rotação do provete. O esquema de instrumentação é composto por 16 transdutores.

As Vigas 3 e 6 são instrumentadas apenas na face de trás pois as leituras em ambos os lados foram muito uniformes, não se verificando rotação do provete. A instrumentação é colocada apenas numa face do provete, de forma a permitir mais facilmente observar o padrão de abertura e propagação das fendas na outra face, uma vez que, a colocação das barras de suporte não permite visualizar a totalidade da espessura das camadas de betão. O esquema de instrumentação é composto por 10 transdutores, como apresentado na Figura 3.16.

Em todos os ensaios, são medidos os deslocamentos verticais de cada camada de betão, em diferentes pontos, ao longo da viga. Estes deslocamentos são medidos em relação a pontos situados a meia altura das camadas de betão, alinhados com os apoios. As flechas a meio vão são medidas em ambas as faces e nas duas camadas de betão, pelos transdutores 5, 6, 13 e 14. Também os deslocamentos verticais a meia distância dos apoios e dos pontos de aplicação de carga são medidos nas duas camadas de betão, pelos transdutores 3, 4, 7, 8, 11, 12, 17 e 18.

São também medidos os deslocamentos relativos entre as camadas de betão e o conector de GFRP, nos topos do provete. Os transdutores 1 e 16 registam o escorregamento entre as camadas de betão e o conector de GFRP.

Os deslocamentos verticais relativos entre as camadas são analisados através da medição dos deslocamentos entre os pontos de referência de cada camada de betão. Os transdutores 2, 9, 10 e 15, alinhados com os apoios, medem os deslocamentos relativos entre as barras de suporte, fixadas em cada camada de betão.

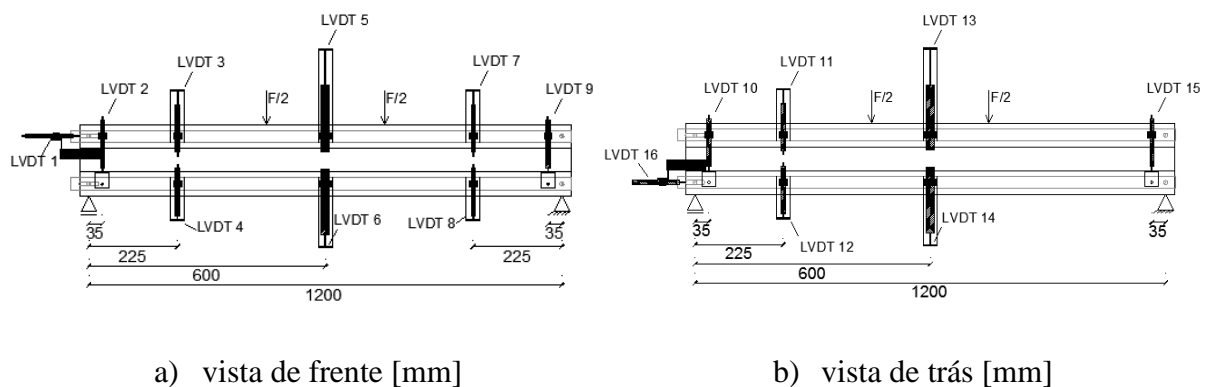


Figura 3.15: Instrumentação das Vigas 1, 2, 4 e 5

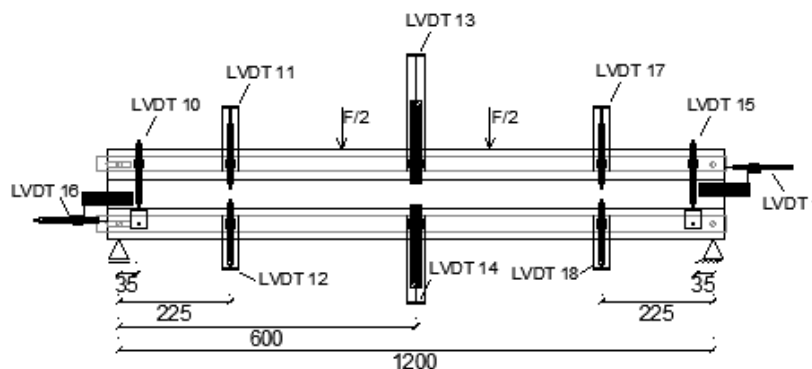


Figura 3.16: Transdutores das Vigas 3 e 6, vista de trás [mm]

Na Figura 3.17 é apresentada de forma esquematizada a instrumentação utilizada em todos os provetes.

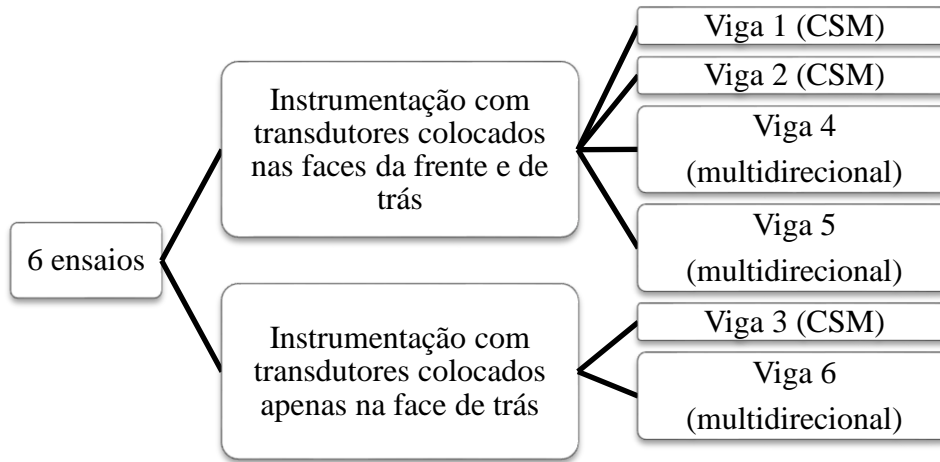


Figura 3.17: Resumo da instrumentação utilizada

3.6 Modos de rotura e padrão de propagação de fendas

Na Figura 3.18 e na Figura 3.21 são apresentadas as curvas de força-deformação a meio vão (representa-se apenas a fase de comportamento elástico) de dois provetes com conector CSM e dois provetes com conector multidirecional. Em cada caso, o início da fendilhação é identificado quando se observa a primeira alteração no comportamento da curva de força-deslocamento.

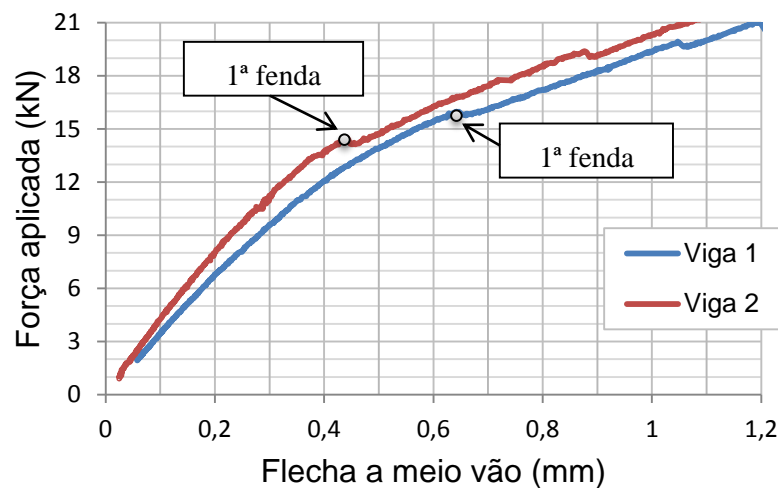


Figura 3.18: Identificação da abertura da 1ª fenda nos provetes com conector CSM

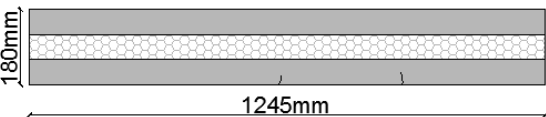
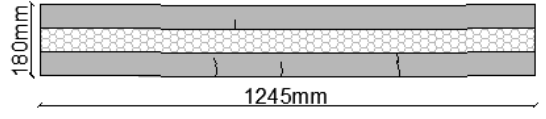
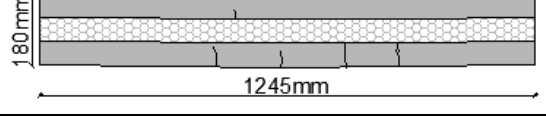
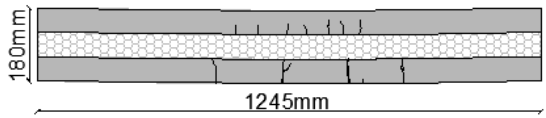
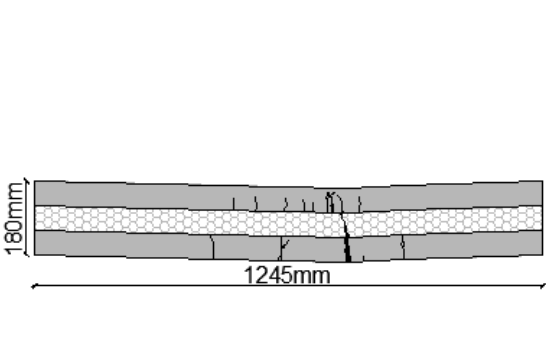
Através da análise do gráfico apresentado na Figura 3.18 verifica-se que, na Viga 1 a fendilhação se inicia para uma carga de 15,97 kN, correspondente a 61,8% da carga última. No entanto, durante o ensaio o início da fendilhação foi observado para a carga de 20 kN, momento no qual se observou a existência de 3 fendas distribuídas ao longo da camada inferior. Graficamente identifica-se, para a Viga 2, a abertura de uma fenda no patamar de carga de

14.51 kN (52.1%), sendo esta observada durante o ensaio laboratorial quando a carga era de 16.8 kN. Estes “atrasos” na identificação visual das fendas deve-se à sua reduzida abertura no momento de formação, sendo esta visível apenas para níveis de carga mais elevados.

Em todos os seis ensaios realizados, a fendilhação inicia-se com o aparecimento de fendas de flexão na camada inferior de betão, aparecendo posteriormente fendas na camada superior. Contudo, até ao final do ensaio vão surgindo novas fendas nas duas camadas de betão.

O comportamento dos três provetes com conector CSM, relativamente ao aparecimento e propagação de fendas e modo de rotura registado durante o ensaio laboratorial, apresenta-se muito similar. No Quadro 3.7 é apresentada a evolução da fendilhação da Viga 3, sendo esta representativa dos 3 ensaios (Viga 1, Viga 2 e Viga 3).

Quadro 3.7: Descrição da fendilhação da Viga 3

	<p>Abertura de fendas na camada inferior de betão.</p>
	<p>Abertura da primeira fenda na camada superior de betão.</p>
	<p>Aparecimento de uma nova fenda na camada inferior com maior abertura.</p>
	<p>Abertura significativa de uma única fenda na camada inferior, apresentando as restantes fendas uma abertura reduzida.</p>
	<p>Som de rotura, possivelmente do conector, acompanhado de maior abertura da fenda predominante inferior, no betão. Logo de seguida ouve-se novamente o som de rotura, abrindo mais as fendas superiores no alinhamento da fenda inferior predominante, apresentando esta também uma maior abertura.</p>

De forma a analisar o estado do conector, após os ensaios, procedeu-se à destruição das camadas de betão com auxílio de um martelo pneumático. Na Figura 3.19 são apresentadas imagens do conector incluído na Viga 1. Antes de destruir a camada de betão, apenas com a remoção do EPS, observa-se uma fenda no conector que acompanha a fenda predominante desenvolvida no betão. Esta fenda é visível na face da frente do provete (b) e também na face de trás (c). Após a remoção do betão observa-se que esta fenda leva à separação total do conector em duas partes (d). A fenda desenvolve-se transversalmente ao desenvolvimento do conector e atravessa os furos. Conclui-se que a rotura do provete se dá pelo aparecimento de uma fenda de flexão no conector.

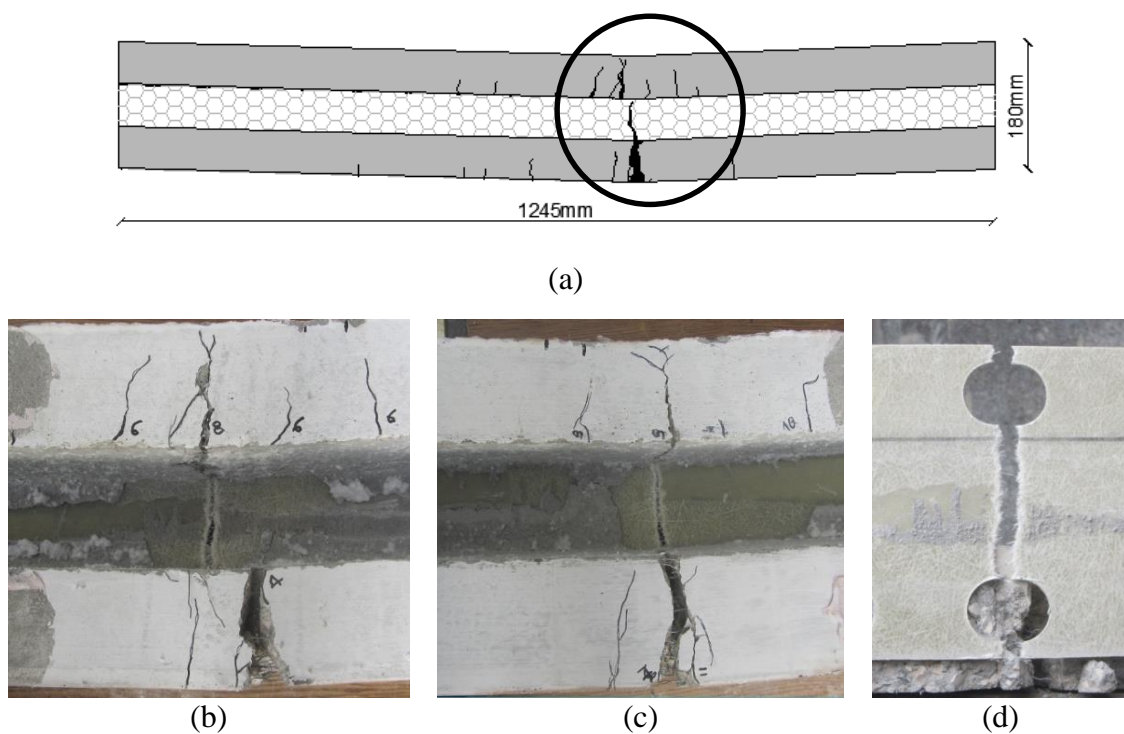


Figura 3.19: Modo de rotura da Viga 1

Na Figura 3.20 é visível a rotura do conector nas Vigas 2 e 3, respetivamente. Pode-se verificar que, tal como no conector da Viga 1, surge também apenas uma fenda única de flexão ao longo da altura total do conector, orientada pelos furos deste. Estas fendas também aparecem no seguimento das fendas predominantes desenvolvidas nas camadas de betão, demonstrando um comportamento muito similar entre os provetes.



a) Viga 2

b) Viga 3

Figura 3.20: Rotura dos conectres das Vigas 2 e 3

Esta análise também foi realizada nos provetes com conectores de malha multidirecional. Na Figura 3.21 verifica-se que, após os 15.19 kN existe uma diminuição da rigidez da Viga 4, sugerindo que ocorreu microfissuração. Porém, regista-se uma queda de carga pontual, indicativa da abertura de fenda para uma carga de 16.89 kN (53,3% da carga última). Laboratorialmente esta fenda foi detetada aos 18 kN. Na Viga 5 o início da fendilhação é registado graficamente aos 15.29 kN (55.9%), sendo visualmente detetado apenas aos 18.5 kN.

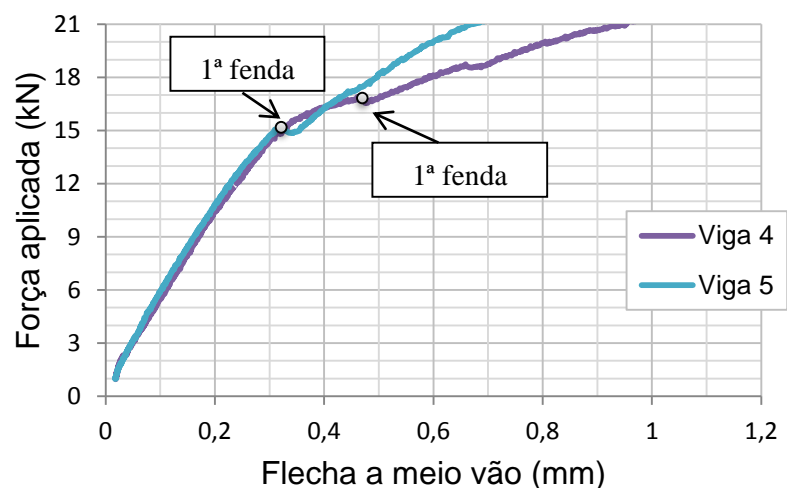
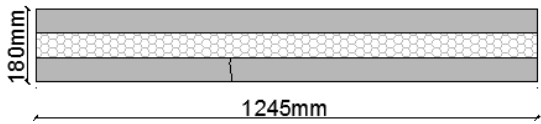
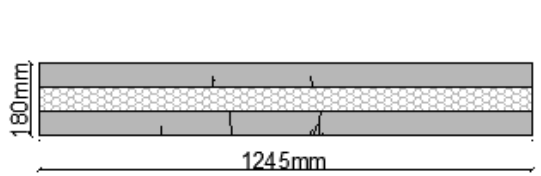
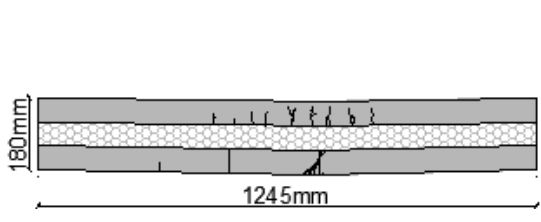
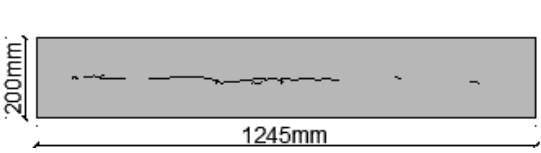
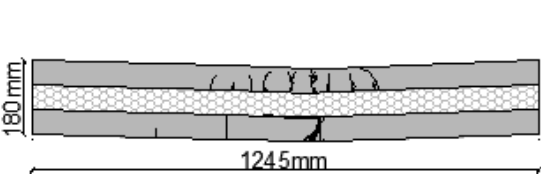
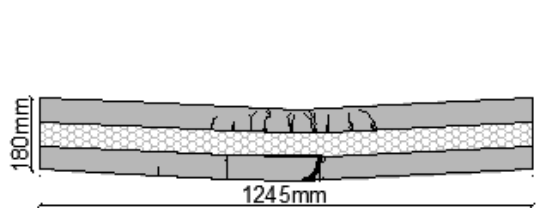


Figura 3.21: Identificação da abertura da 1ª fenda nos provetes com conector de malha multidirecional

A Viga 3, com conectores CSM e a Viga 6, com conectores de malha multidirecional, foram sujeitos inicialmente a 104 ciclos de carga e descarga, com amplitude de 14 kN, em controlo de força. Com a pré-carga instalada no sistema verificou-se uma carga máxima durante este procedimento da ordem dos 15.64 kN e 15.83 kN, respetivamente. Durante o ensaio laboratorial verificou-se a abertura de duas fendas na Viga 3 e uma na Viga 6, durante os primeiros ciclos.

No Quadro 3.8 é apresentada a evolução da abertura e propagação de fendas da Viga 6. Nos 3 ensaios, realizados com conectores de malha multidirecional observou-se um comportamento muito próximo dos provetes, sendo a descrição seguinte representativa da evolução global dos 3 ensaios (Viga 4, Viga 5 e Viga 6).

Quadro 3.8: Descrição da fendilhação da Viga 6

	<p>Abertura de fendas na camada inferior de betão.</p>
	<p>Abertura de fendas na camada superior e inferior de betão ao longo do ensaio, apresentando as fendas superiores menor abertura.</p>
	<p>As fendas inferiores existentes apresentam maior abertura, apresentando-se no entanto uma fenda, ou duas fendas muito próximas, com abertura significativamente maior que as restantes.</p>
	<p>Aparecimento de uma fenda horizontal na face superior do provete com abertura bastante reduzida e sem progresso.</p>
	<p>Ouve-se sons de rotura e a fenda predominante apresenta maior abertura. Aumento das fendas já existentes e abertura de uma nova fenda na camada superior.</p>
	<p>Ouve-se novamente sons de rotura acompanhados de uma significativa abertura da fenda predominante, apresentando o provete neste momento uma grande deformação.</p>

Tal como se procedeu para os provetes com conector CSM, também nestes se observou o estado do conector através da remoção do EPS e da destruição das camadas de betão. A Figura 3.22 é ilustrativa do estado de degradação do conector da Viga 6. Na Figura 3.22 (b) pode-se observar que, ainda com a camada de betão, também nestes provetes a fenda no conector aparece no alinhamento da fenda predominante no betão, apesar de não se demonstrar tão linear. Na Figura 3.22 (c) observa-se a degradação do conector, apresentando este rotura total abaixo do furo alinhado com a fenda e dano nos furos vizinhos. Este conector é composto por fibras a $\pm 45^\circ$ (80% das fibras totais) e fibras a 0° (10% das fibras totais) entre estas. Na Figura 3.22 (c) é visível uma fenda de flexão ao longo da altura do conector, onde se observa a degradação das fibras a $\pm 45^\circ$. As fibras alinhadas a 0° não são visíveis, pois estão cobertas pelas fibras a $\pm 45^\circ$. No entanto como estas estão alinhadas com a direção de maior solicitação, quando o provete é sujeito a flexão. É então de esperar que tenham sofrido rotura.

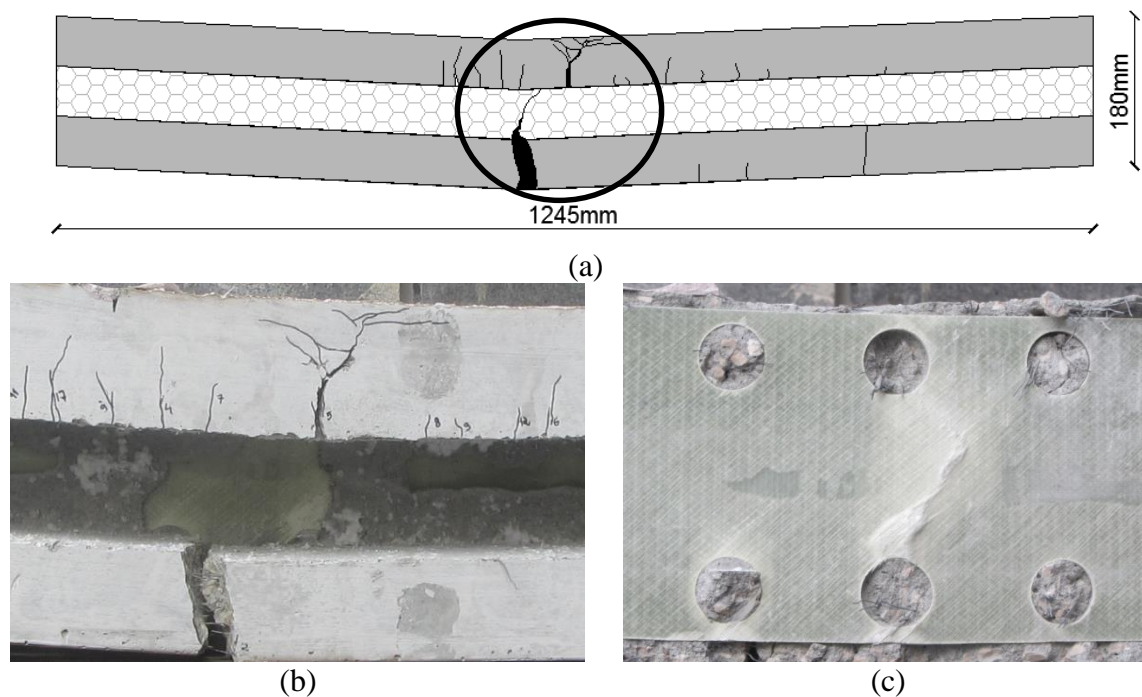


Figura 3.22: Modo de rotura da Viga 6

Na Figura 3.23 e na Figura 3.24 é apresentado o estado de degradação das Vigas 4 e 5, após o ensaio, respetivamente. Novamente se verifica uma rotura muito similar entre conectores com o mesmo tipo de malha. Os conectores de malha multidirecional tendem a apresentar uma rotura das fibras a 0° e degradação de algumas fibras a $\pm 45^\circ$, mantendo ainda o conector alguma integridade. Pode-se verificar que, na Viga 4 existem duas fendas, correspondentes a duas fendas dominantes verificadas em uma das faces do provete, enquanto que, nos outros dois provetes aparece apenas uma fenda no conector e no betão.

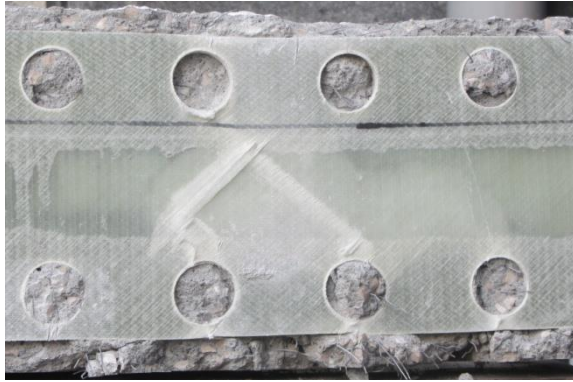


Figura 3.23: Dano no conector da Viga 4

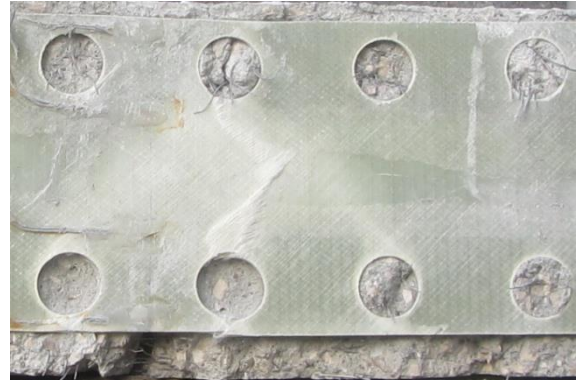


Figura 3.24: Dano no conector da Viga 5

Na Viga 5 é observada uma pequena área entre os pontos de aplicação de carga, na face superior do provete, que apresenta esmagamento do betão. Nestes ensaios são também observadas fendas horizontais nas faces inferiores (Figura 3.25) e superiores (Figura 3.26) dos provetes, indicativas do funcionamento do conector como elemento de transmissão de esforços entre as camadas. Nos ensaios das Vigas 5 e 6 é observado o aparecimento de uma fenda longitudinal na face superior, enquanto na Viga 4 esta fenda é encontrada apenas após a realização do ensaio. Pode-se admitir que esta observação é tardia devido à reduzida abertura destas fendas, o que torna a sua deteção difícil.

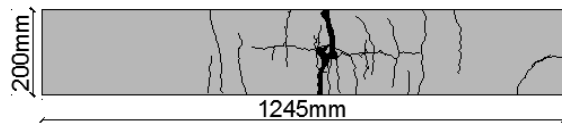


Figura 3.25: Fendilhação da face inferior da Viga 5 com conector de malha multidirecional

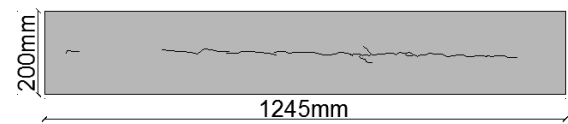


Figura 3.26: Fendilhação da face superior da Viga 4 com conector de malha multidirecional

Em comparação com os provetes com conector CSM, pode-se observar na Figura 3.27, que estes apresentam muito menos indícios de fendilhação longitudinal, sendo dominantes as fendas de flexão na face inferior. Os provetes com conector CSM apresentam também menor fendilhação porque a sua rotura ocorre para um nível de deformação menor que nos provetes com conector de malha multidirecional. É relevante referir também que, durante os ensaios dos provetes com conector CSM, não se verifica qualquer dano na camada superior. Após o ensaio, são encontradas fendas nesta camada, nas Vigas 2 e 3. A fendilhação da Viga 2 é exposta na Figura 3.28, onde se pode observar uma pequena fenda longitudinal, encontrada apenas neste provete. Pode-se observar também uma fenda transversal encontrada igualmente na Viga 3, perto do centro, com a dimensão da largura do provete. Estas fendas possivelmente surgem

durante a desmontagem do ensaio e transporte do provete, aparecendo devido ao estado de rotura total do conector e à descompressão da pequena área de betão ainda intacta.

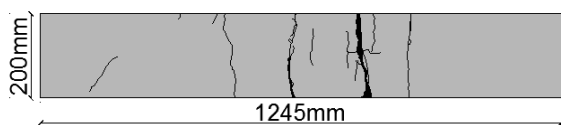


Figura 3.27: Fendilhação da face inferior da Viga 3 com conector CSM

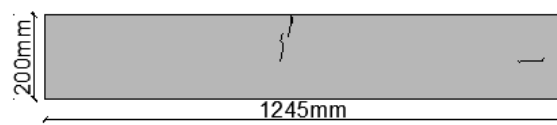


Figura 3.28: Fendilhação da face superior da Viga 2 com conector CSM

Após o ensaio, no período de descarga, observa-se a olho nu que os provetes com conector de malha multidirecional recuperam deformação, devido à capacidade de carga oferecida pelas fibras do conector ainda funcionais, que de acordo com as observações efetuadas se considera serem as que estão orientadas a $\pm 45^\circ$. Nos provetes com conector CSM esta recuperação não é visível, visto que, estes conectores rasgam totalmente, o que significa que a sua capacidade resistente residual é nula.

3.7 Resultados e discussão

Os provetes são instrumentados a meio vão com transdutores de deslocamento, sendo medida a deformação das duas camadas de betão em todos os provetes, e nas duas faces, nas Vigas 1, 2, 4 e 5. Através dessas leituras, pôde-se verificar que, em todos os provetes, as duas camadas de betão apresentam os mesmos valores de deformação e que não se verifica rotação da viga em torno do seu eixo longitudinal. Deste modo, calculam-se as curvas representativas da deformada global do provete a meio vão, para cada ensaio, com base na média das leituras registadas nos transdutores posicionados a meio vão, em ambos os lados dos provetes.

3.7.1 Curvas de carga-flecha a meio vão

Na Figura 3.29 e na Figura 3.30 apresentam-se gráficos que relacionam carga e deformação, medida a meio vão. Nestas figuras, apenas se inclui a fase de carregamento cíclico.

Verifica-se que os ciclos de carga-descarga alteram muito pouco a rigidez dos painéis *sandwich*. No entanto, induzem uma deformação residual que é mais significativa nos primeiros ciclos. A maior deformação residual apresentada após o primeiro ciclo poderá derivar de um ajuste inicial dos elementos de ensaio ou também da abertura de fendas, verificada nesta fase.

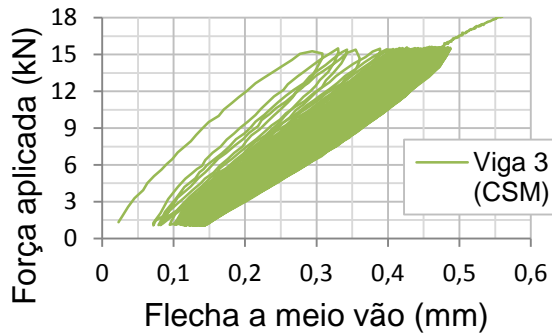


Figura 3.29: Carga-deformação a meio vão induzida pelos ciclos de carga e descarga na Viga 3

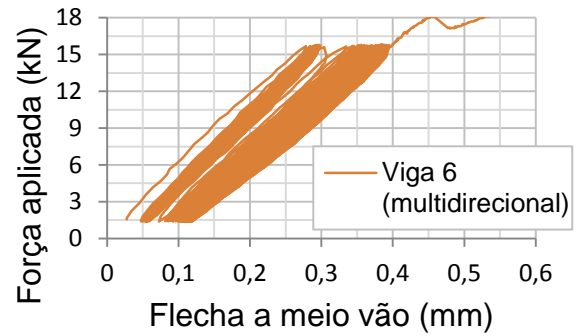


Figura 3.30: Carga-deformação a meio vão induzida pelos ciclos de carga e descarga na Viga 6

As curvas totais de carga-deformação obtidas dos 3 provetes com conector CSM são apresentadas na Figura 3.31. O mesmo acontece com os 3 provetes com conector de malha multidirecional na Figura 3.32.

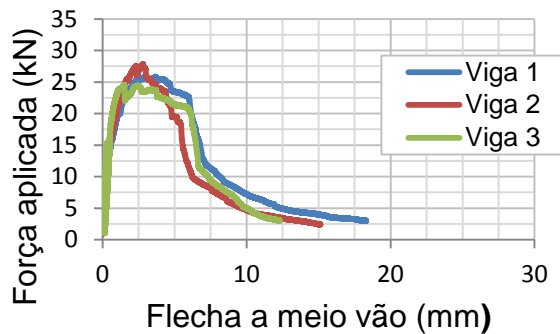


Figura 3.31: Curvas de carga-deformação obtidas dos provetes com conector CSM

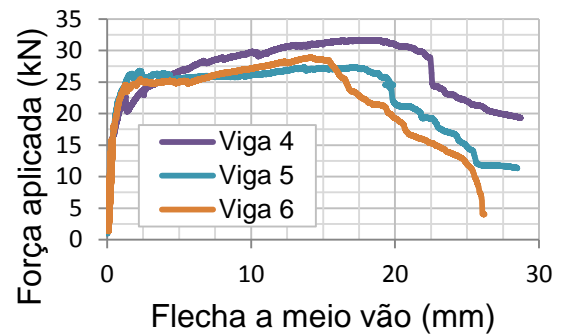


Figura 3.32: Curvas de carga-deformação obtidas dos provetes com conector de malha multidirecional

Os provetes com conectores CSM apresentam um comportamento muito similar ao longo de todo o ensaio, enquanto que os provetes com conector de malha multidirecional apresentam algumas diferenças entre si que têm sobretudo a ver com diferenças na capacidade de deformação. A Viga 4 tem um comportamento um pouco diferente dos restantes, já que aos 22.62 kN apresenta uma perda de carga que logo de seguida recupera. Posteriormente desenvolve uma elevada deformação associada a uma capacidade de carga superior à dos restantes provetes. A perda de carga verificada na Viga 4 é possivelmente devida a uma rotura das fibras orientadas a 0°. Como já verificado na Figura 3.23, o conector na Viga 4 apresenta duas fendas transversais enquanto que nos restantes provetes foi encontrada apenas uma fenda. A perda de carga referida deve-se possivelmente à abertura simultânea das duas fendas

dominantes na camada inferior de betão que progrediram pelo conector ao longo do carregamento. De seguida, este provete apresentou uma recuperação de carga que resulta da contribuição do próprio conector para a capacidade resistente do elemento e que foi superior à que se verificou nos outros 2 provetes. Formaram-se 2 fendas no conector, em vez de apenas uma, distribuindo-se mais o dano. A formação de 2 fendas resulta numa maior solicitação das fibras orientadas a $\pm 45^\circ$.

Observa-se que o tipo de conector influencia a rigidez do provete, verificando-se que os provetes com conector CSM apresentam menor rigidez que os provetes com conector de malha multidirecional. Este comportamento é compatível com a rigidez dos conectores. O módulo de elasticidade dos conectores com malha CSM é de 14.64 GPa e dos conectores com malha multidirecional é de 16.70 GPa, e o conector de malha CSM possui 2 mm de espessura e o conector de malha multidirecional tem de espessura 4 mm.

Verifica-se também uma grande diferença na capacidade de deformação entre os dois tipos de conectores. Os provetes com conector de malha multidirecional apresentam elevada capacidade de deformação, podendo-se considerar que o seu comportamento é dúctil. Esta ductilidade é justificada pela elevada deformação verificada para níveis de capacidade de carga praticamente constante, quando os valores de deformação vertical a meio vão são superiores a cerca de 2 mm. Um comportamento similar é verificado no ensaio de tração direta realizado com os dois tipos de conectores, cujos resultados são apresentados na Figura 3.8. Comparando estas curvas de tensão-extensão dos conectores com as correspondentes curvas de carga-deformação obtidas nos provetes observam-se bastantes semelhanças, em relação à ductilidade. O conector CSM apresenta menor capacidade de deformação que o conector com malha multidirecional, tal como acontece com os provetes com conector CSM que apresentam menor capacidade de deformação vertical que os provetes com conector de malha multidirecional. Verifica-se que o conector funciona como elemento resistente e ao mesmo tempo influencia a ductilidade do provete.

A curva de carga-deformação obtida com o conector de malha multidirecional apresenta uma perda de carga inicial, antes de atingir a carga máxima, que se supõe resultar da rotura das fibras orientadas a 0° . Nos provetes *sandwich*, esta perda de carga não ocorre ou apresenta-se mais suave (Viga 4) devido à diferente solicitação das fibras. No ensaio de tração direta, todas as fibras a 0° são solicitadas no mesmo instante, originando uma rotura simultânea destas, que é traduzida numa perda de carga brusca e posterior funcionamento das fibras orientadas a $\pm 45^\circ$.

Considera-se que são as fibras orientadas a $\pm 45^\circ$ garantem a ductilidade. No ensaio de flexão simples, as fibras orientadas a $\pm 45^\circ$ vão ser gradualmente solicitadas. Esta solicitação gradual das fibras traduz-se na manutenção de um nível de carga próximo do máximo ou num atenuamento da perda de carga que o provete vai sofrendo, pois as fibras orientadas a $\pm 45^\circ$ vão sendo progressivamente solicitadas, em resultado da deformação do provete, enquanto que as fibras orientadas a 0° vão sofrendo uma rotura progressiva.

No Quadro 3.9 são apresentadas, para todos os provetes a carga máxima e de abertura de fendas.

Quadro 3.9: Carga de rotura e carga de fendilhação dos seis provetes

Viga	Carga máxima (kN)	Média (kN)	Desvio padrão (%)	Carga de fendilhação (kN)	Carga de fendilhação (%)	Média (kN)	Desvio padrão (%)
1	25.85			15.97	61.78		
2	27.84	26.09	6.32	14.51	52.12	15.33	6.78
3	24.57			<15.5	63.09	-	-
4	31.69			16.89	53.30		
5	27.34	29.32	7.51	15.29	55.93	15.69	8.08
6	28.93			<14.88	51.43	-	-

Verifica-se que, o tipo de conector utilizado não tem influência notória no valor da carga de fendilhação, apresentando todos os provetes cargas muito semelhantes.

Eram esperadas diferenças na capacidade de carga dos provetes com conector CSM e com conector de malha multidirecional, devido ao facto da distribuição e quantidade de fibras ser diferente entre os dois conectores. No entanto, verifica-se que os provetes com conector CSM apresentam, em média, uma carga máxima apenas 11% inferior à que é obtida nos provetes com conector de malha multidirecional.

3.7.2 Deformação vertical ao longo do eixo longitudinal

Durante os ensaios, observa-se o aparecimento de uma fenda com abertura maior que as restantes. O aparecimento desta fenda leva a que a deformação do provete se desenvolva mais acentuadamente em torno da correspondente secção transversal, passando esta a funcionar como uma rótula plástica.

É possível representar a deformada vertical de cada provete recorrendo às medições de deformação efetuadas ao longo do provete.

Na Figura 3.33 são apresentadas as deformadas da Viga 1, com conector CSM nos seguintes momentos: antes de ocorrer fendilhação (15 kN), para o momento em que é aplicada a carga máxima (25 kN) e para a fase pós pico (15 kN), sendo apresentada também a deformada correspondente a uma força residual já muito baixa (3 kN).

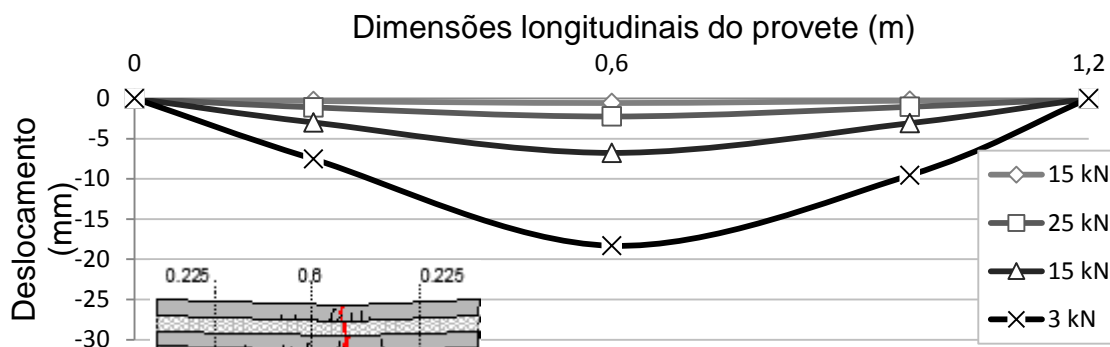


Figura 3.33: Deformação da Viga 1

A maior deformação, que resulta da abertura da fenda maior, apenas ocorre na fase de pós pico, quando a capacidade de carga do provete já é muito reduzida.

Na Figura 3.34 são apresentadas as deformadas da Viga 4, com conector de malha multidirecional nos seguintes momentos: antes de ocorrer fendilhação (15 kN) para o momento em que o provete atinge pela primeira vez a carga de 25 kN e para a fase pós pico (25 kN), sendo apresentada também a deformada correspondente a uma força residual (20 kN).

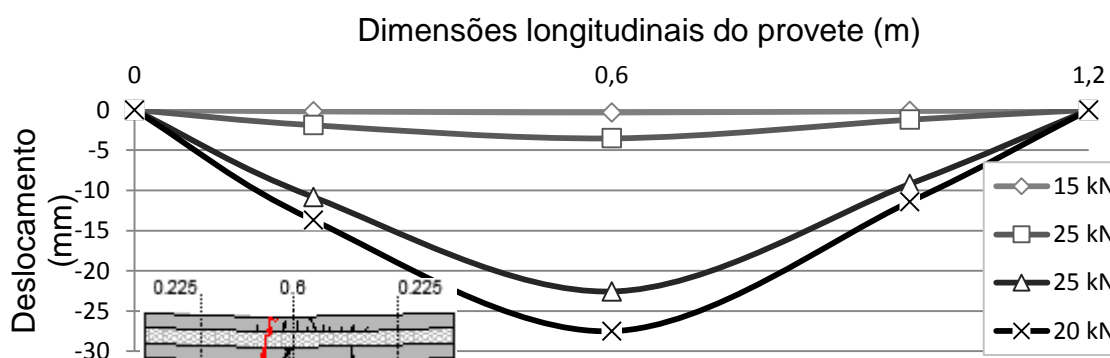


Figura 3.34: Deformação da Viga 4

Tal como na Viga 1 verifica-se que, existe uma maior deformação vertical do provete, no lado em que apareceu a fenda, sendo esta diferença maior na fase de pós pico.

3.7.3 Ligação entre o conector de GFRP e as camadas de betão

Na Figura 3.35 são apresentadas as leituras obtidas, em todos os provetes dos deslizamentos relativos entre o conector e as camadas de betão. O LVDT 1 mede o deslocamento relativo do conector e da camada superior de betão enquanto que o LVDT 16 mede o deslocamento relativo do conector e da camada inferior do betão. Os deslocamentos negativos são detetados quando a agulha do transdutor recua e positivos quando a agulha avança.

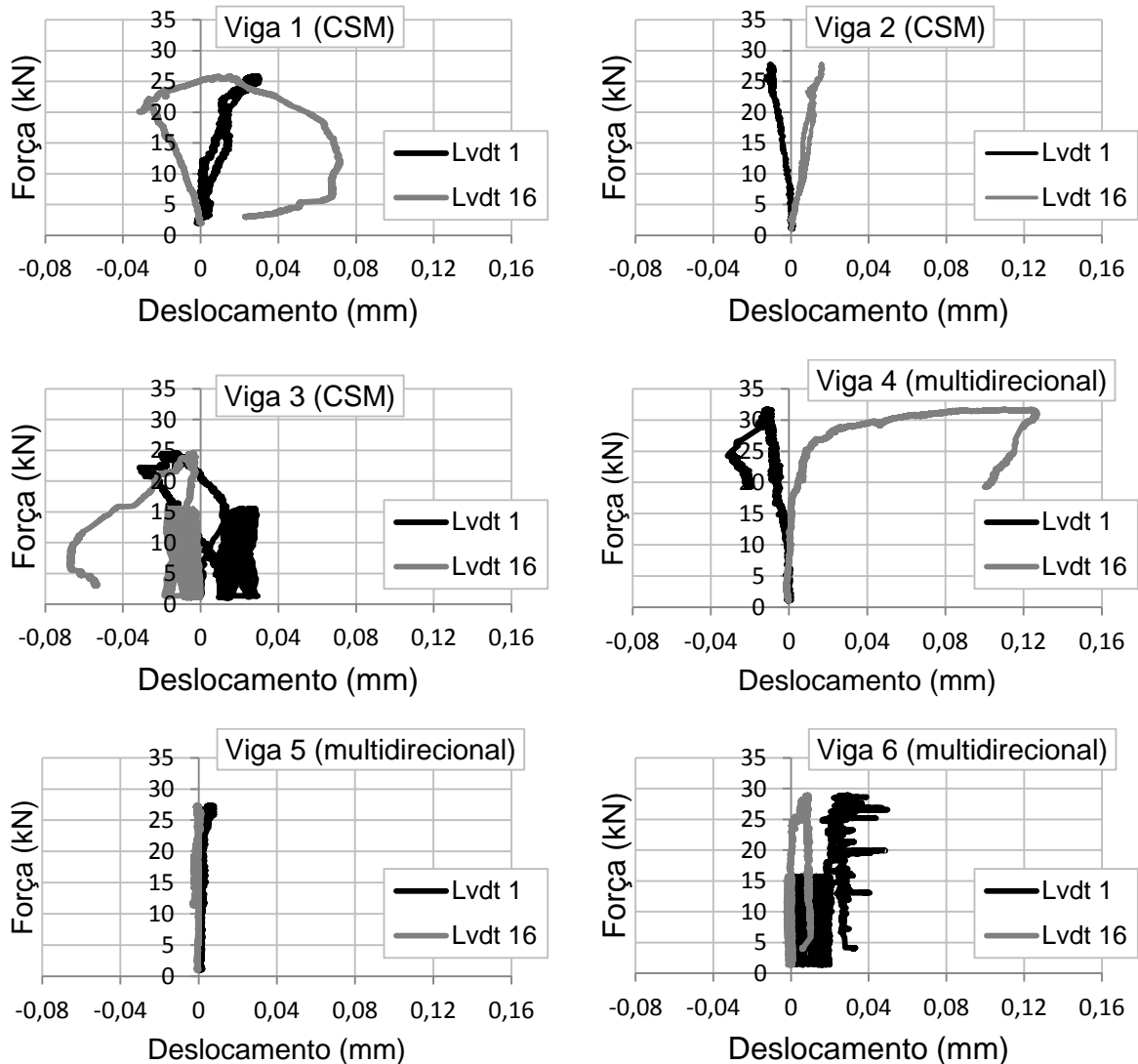


Figura 3.35: Deslizamento do conector relativamente às camadas de betão

Verifica-se que os deslocamentos relativos entre o conector e as camadas de betão são bastante reduzidos e não visíveis a “olho nu”. Apesar dos valores medidos serem reduzidos, verifica-se que ocorrem escorregamentos na interface do conector com as camadas de betão, o que significa

que esta ligação deixa de ser rígida e passa a haver uma interação parcial entre o conector e as camadas de betão.

Se existisse uma interação total os escorregamentos entre os elementos seriam nulos. Em caso de interação parcial seria espectável que o transdutor 1 registasse leituras negativas e o transdutor 16 registasse leituras positivas.

Na Figura 3.35 verifica-se que, as Vigas 2 e 4 apresentam escorregamentos correspondentes com os espectáveis para uma interação parcial. Na Viga 5, registaram-se escorregamentos quase nulos e os resultados das Vigas 1, 3 e 6 são inconclusivos.

Como se pode observar na Figura 3.36, mesmo perto da fenda no conector, os furos do conector continuam preenchidos por betão. Na Figura 3.37 pode-se também observar que o betão preenche os furos do conector, não apresentando indícios de deformação que possa provocar deslizamento relativo entre os elementos. Nesta imagem pode-se observar a adesão do betão ao conector, mantendo-se este colado ao conector mesmo após a remoção da restante camada de betão envolvente.



Figura 3.36: Integridade do betão entre furos



Figura 3.37: Preenchimento total dos furos com betão

3.7.4 Grau de interação

O grau de interação (k) das vigas *sandwich* é calculado através de interpolação de inércias, com interação nula (I_{nc}) e interação total do painel (I_c) através da equação 2.1, onde I_{exp} é a inércia do provete determinada experimentalmente. Os cálculos complementares para a determinação dos valores de inércia são apresentados no Anexo I e os principais resultados são resumidos no Quadro 3.10.

Quadro 3.10: Grau de interação em regime elástico

Viga	Conector	Inércia com interação total (I_c)	Inércia sem interação (I_{nc})	m	Inércia experimental (I_{exp})	k (%)
1	CSM	9,33E-05	6,95E-06	33799	3,21E-05	29,18
2	CSM	9,18E-05	7,65E-06	41475	3,94E-05	37,76
3	CSM	9,30E-05	7,51E-06	66488	6,32E-05	65,15
4	Multidirecional	9,28E-05	7,71E-06	55134	5,24E-05	52,54
5	Multidirecional	9,27E-05	7,27E-06	59203	5,63E-05	57,43
6	Multidirecional	9,27E-05	7,49E-06	62830	5,98E-05	61,30

As Vigas 3 e 6 são excluídas da análise, porque os valores obtidos para o grau de interação são bastante superiores aos obtidos nos restantes provetes. Isto acontece com particular incidência na Viga 3. Esta disparidade pode dever-se ao modo de carregamento. O grau de interação, nestes provetes é calculado através das leituras crescente do primeiro ciclo, garantindo assim que se está a determinar o grau de interação do provete ainda não fendilhado. O procedimento de ciclos é realizado em controlo de força.

Excluindo então os resultados obtidos nas Vigas 3 e 6 relativos ao grau de interação, verifica-se que nos provetes com conector CSM o grau de interação é menor do que nos provetes com conector de malha multidirecional.

Na Figura 3.38, pode-se ver que o momento de inércia obtido experimentalmente está no intervalo das inércias calculadas com interação total e interação nula. Verifica-se ainda que os resultados obtidos nos provetes com conector CSM apresentam maior variabilidade do que os resultados obtidos nos provetes com conector de malha multidirecional.

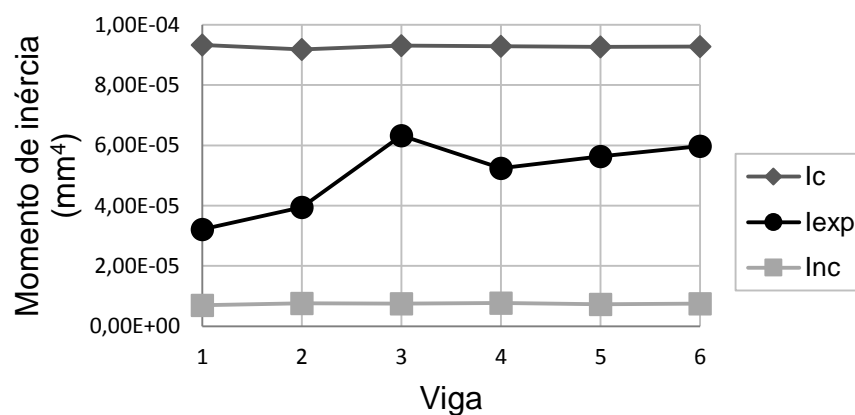


Figura 3.38: Momento de inércia com interação nula, interação total e experimental

Na Figura 3.39 são exibidas as cargas de fendilhação calculadas, de acordo com as equações apresentadas no ANEXO I, para o caso de interação total, interação nula e a carga de fendilhação expectável para o grau de interação estimado para cada provete. É também apresentada a carga de início da fendilhação, identificada quando se observa a primeira alteração no comportamento das curvas de força-deslocamento a meio vão.

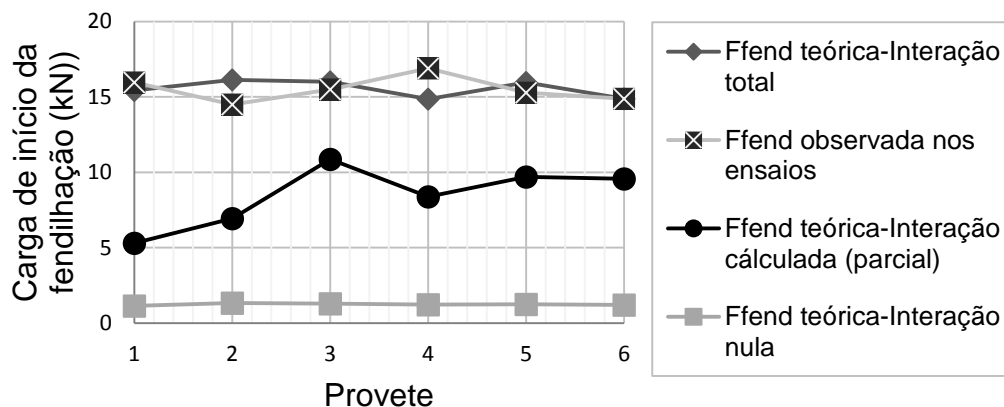


Figura 3.39: Carga de fendilhação

De acordo com a Figura 3.39, no ensaio deveriam-se ter observado cargas de fendilhação nos provetes com conectores de malha CSM (Viga 1, Viga 2 e Viga 3) menores que as cargas de fendilhação dos provetes com conectores de malha multidirecional (Viga 4, Viga 5 e Viga 6). No entanto verifica-se que os provetes com conector de malha multidirecional apresentam uma carga de fendilhação média apenas um pouco superior aos provetes com conector CSM. Esta diferença é de apenas 0.36 kN. Verifica-se também que, em todos os provetes a carga de fendilhação observada é bastante superior à espectável. As cargas de fendilhação teóricas, calculadas com interação total estão muito próximas das cargas de fendilhação observadas no ensaio. Este gráfico dá a ideia que a interação é total e não parcial.

A diferença existente entre a carga de fendilhação observada e a carga de fendilhação expectável (calculada com a inércia obtida experimentalmente) deve-se à existência de fibras de aço no betão. Estas costumam as fendas, nem sendo a sua abertura visível a olho nu e nem a rigidez do provete é claramente afetada.

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE FAIXAS DE PAREDE SANDWICH

4.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os detalhes e resultados de uma campanha experimental realizada com seis faixas de parede *sandwich*. Com esta campanha pretende-se compreender o comportamento à flexão dos painéis *sandwich* com conectores que utilizam diferentes malhas e com diferentes disposições dos conectores.

Os painéis *sandwich* estudados têm a mesma composição que os apresentados no capítulo anterior, ou seja, duas camadas de betão autocompactável (BACRFA) reforçado com fibras de aço, uma camada de poliestireno expandido (EPS) e um conector de GFRP que atravessa a camada de isolamento e é embebido em ambas as camadas de BACRFA.

São realizados ensaios de flexão de três e quatro pontos com controlo de deslocamento, de forma a estudar a influência do arranjo dos conectores no comportamento dos painéis de parede *sandwich*. São considerados dois tipos de arranjo do conector, o contínuo e o descontínuo. Analisa-se, para os dois casos, o padrão de propagação de fendas e o modo de rotura das faixas de parede. A capacidade de carga máxima, a evolução dos deslocamentos e extensões nos conectores em vários pontos também são avaliadas.

4.2 Geometria dos provetes de ensaio

Neste programa experimental são ensaiadas à flexão 6 faixas de parede com 3 m de desenvolvimento e 1 m de largura compostas por duas camadas de betão autocompactável de 60 mm, uma camada de poliestireno expandido com 60 mm e conectores de GFRP embebidos nas camadas de betão, como se pode observar na Figura 4.1.

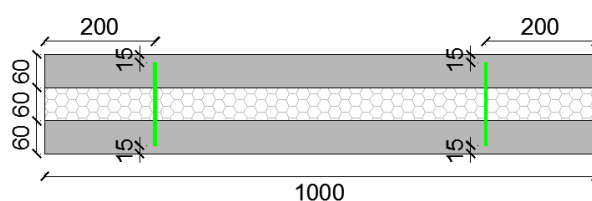


Figura 4.1: Secção da faixa de parede *sandwich* [mm]

Os conectores são colocados a 200 mm das extremidades, podendo ser contínuos ou descontínuos. Os provetes com conectores contínuos possuem dois conectores com 3.0 m de comprimento, enquanto que os provetes com conectores descontínuos possuem seis conectores de 0.6 m, dispostos de acordo com a Figura 4.2.

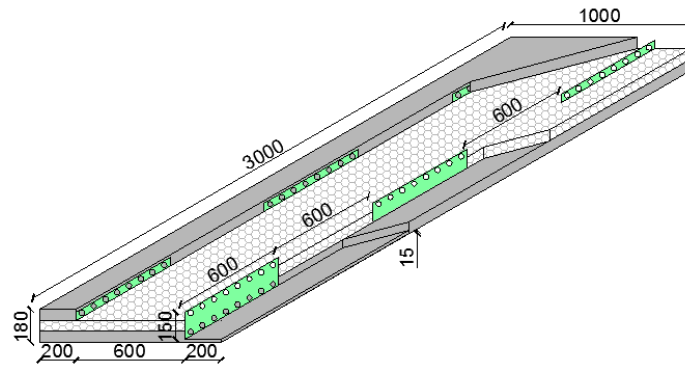


Figura 4.2: Disposição dos conectores descontínuos [mm]

Em todos os painéis são colocados dois varões de aço com um sistema roscado na extremidade, nas extremidades menores do painel, de forma a facilitar o levantamento. Os varões são embutidos apenas numa camada de betão, aproximadamente a 200 mm da extremidade e são colocados de modo a não coincidir com a posição dos conectores. Este sistema é solicitado durante o levantamento dos painéis e impõe aos conectores esforços de corte e tração. Os conectores devem estar devidamente dimensionados, de modo a não sofrerem dano significativo nesta fase inicial do funcionamento do painel.

Do total de seis provetes ensaiados, três contêm conectores contínuos e os outros três conectores descontínuos. Todos os conectores são de GFRP planos com furos circulares. As dimensões dos conectores contínuos são representadas na Figura 4.3 e as dimensões dos conectores descontínuos são apresentadas na Figura 4.4.

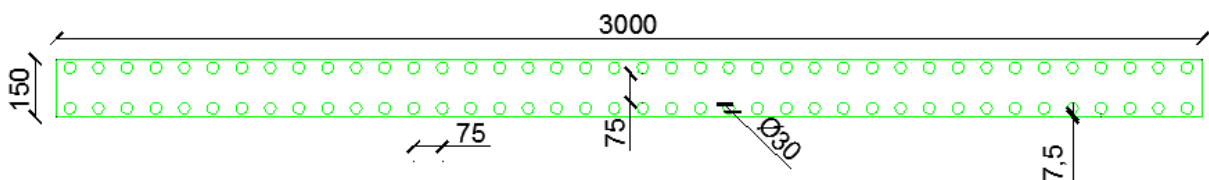


Figura 4.3: Dimensões do conector contínuo, em mm

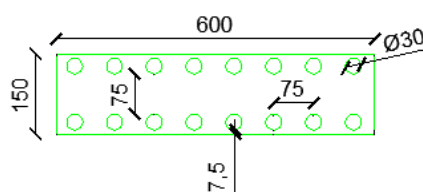


Figura 4.4: Dimensões do conector descontínuo, em mm

Além das faixas de parede possuírem conectores com diferentes disposições, estes ainda são produzidos com diferentes malhas (CSM, BIAx e TRIAX). No Quadro 4.2 é apresentada uma síntese da disposição e das malhas dos conectores, de todos os provetes ensaiados.

Após a descofragem das faixas de parede pode-se detetar que as espessuras das camadas de betão diferem dos 60 mm pretendidos. Na Figura 4.5 são apresentadas as secções de referência usadas na medição das espessuras reais das camadas de betão, em todos as faixas de parede *sandwich*.

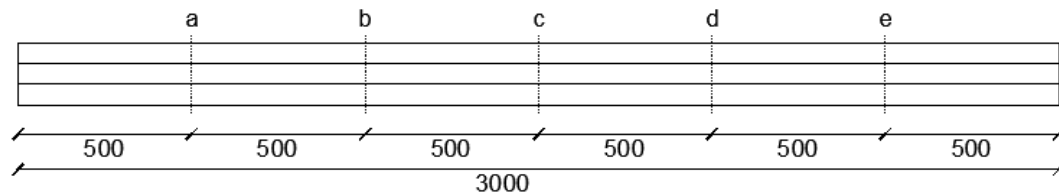


Figura 4.5: Pontos de referência para medição das espessuras reais [mm]

No Quadro 4.1 são apresentadas as espessuras das camadas de betão, medidas em duas faces, de todos os provetes de acordo com as secções de referência. A espessura média das camadas superior e inferior de betão, em todos os provetes, são também apresentadas no Quadro 4.1. Estas espessuras são calculadas através da média aritmética simples das medidas obtidas nas secções *b*, *c* e *d*, dado que as espessuras do painel nesta zona têm maior influência na resistência à flexão das faixas de parede *sandwich*.

Quadro 4.1: Medida real das camadas de betão

Provete	Ponto	Face	Espessura da camada (cm)										Espessura média	
			a		B		c		d		E		Sup.	Inf.
			Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
1*	Frente		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Atrás		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Frente		7,0	6,6	5,2	7,8	5,1	8,0	5,0	7,8	6,9	7,4	5,5	7,5
	Atrás		6,2	6,6	5,7	7,2	6,2	6,9	6,0	7,1	6,7	6,2		
3	Frente		7,0	6,3	6,0	6,4	6,9	5,5	6,3	5,9	6,7	5,3	6,2	5,9
	Atrás		6,2	5,5	5,7	5,6	6,3	5,8	6,0	6,2	6,6	6,2		
4	Frente		6,1	6,1	5,7	6,4	5,5	6,5	5,5	6,6	6,8	7,0	5,7	6,9
	Atrás		5,9	6,9	5,0	7,6	6,0	7,0	6,2	7,2	6,1	7,0		
5	Frente		6,9	5,8	7,2	5,7	7,2	5,6	7,8	5,9	7,4	6,1	7,0	6,0
	Atrás		6,5	6,5	6,8	6,7	6,4	6,1	6,5	6,1	6,5	6,0		
6	Frente		6,9	7,3	5,9	6,2	6,4	6,7	5,6	6,6	5,6	6,9	5,7	7,1
	Atrás		4,4	7,9	5,1	7,3	5,6	7,8	5,7	7,7	6,0	7,5		

*As espessuras do Provete 1 não foram medidas.

4.3 Fabrico dos provetes

As seis faixas de parede *sandwich* foram betonadas na empresa Mota-Engil, numa unidade fabril de pré-fabricados em Rio Maior, sendo a produção do betão autocompactável (BACRFA) também realizada nesta unidade.

Anteriormente, os conectores de GFRP de diferentes malhas foram produzidos no PIEP (Polo de Inovação em Engenharia de Polímeros) situado no campus de Guimarães da Universidade do Minho.

4.3.1 Conector de GFRP

Nesta campanha experimental são utilizados três tipos de malhas de fibras de vidro. As diferentes composições das mantas utilizadas pelo PIEP, da marca comercial SELCOM Multiaxial Technology, são apresentadas no Quadro 4.2. A quantidade e a orientação das fibras existentes em cada conector é também apresentada no Quadro 4.2.

Quadro 4.2: Tipos de mantas utilizadas pelo PIEP para a realização dos conectores (SELCOM Multiaxial Technology, 2013)

Tipo de fibras	Nº de camadas	Orientação das fibras e peso/m ²				CSM g/m ²	Total g/m ²
		0° g/m ²	+45° g/m ²	90° g/m ²	-45° g/m ²		
CSM MAT 450		-	-	-	-	450	
UNIE400		400	-	50	-	-	
UNIE 400 (inclinada a +45°)		-	400	-	50	-	
UNIE 400 (inclinada a -45°)		-	50	-	400	-	
Provetes							
Provetes 1 (contínuo)							
e Provetes 3 e 6 (descontínuos)	CSM MAT 450	5	-	-	-	2250	2250
Provetes 2 (contínuo)							
(inclinada a +45°)	UNIE 400	4	-	1600	-	200	-
e Provetes 4 (descontínuo)	UNIE400	6	2400	-	300	-	6300
(inclinada a -45°)	UNIE 400	4	-	200	-	1600	-
Provetes 5 (contínuo)							
(inclinada a +45°)	UNIE 400	4	-	1600	-	200	3600
(inclinada a -45°)	UNIE 400	4	-	200	-	1600	-

A malha tipo CSM é constituída por fibras de vidro orientadas aleatoriamente. Na construção do conector CSM são utilizadas 5 mantas do tipo CSM MAT 450 e este apresenta 2.0 mm de espessura. A malha tipo BIAx tem 100% das fibras orientadas a $\pm 45^\circ$. No fabrico do correspondente conector são utilizadas 8 mantas UNIE400 (4 mantas inclinadas com fibras orientadas a $+ 45^\circ$ e 4 mantas orientadas a $- 45^\circ$) e este apresenta 2.4 mm de espessura. A malha TRIAX é formada por 14 mantas UNIE400 (4 mantas com fibras orientadas a $+ 45^\circ$, 4 mantas com fibras orientadas a $- 45^\circ$ e 4 mantas interiores orientadas a 0°). No total, a malha TRIAX tem 57% das fibras orientadas a $\pm 45^\circ$ e 38% das fibras a orientadas 0° e o correspondente conector apresenta 6.0 mm de espessura.

A espessura final do conector é conseguida através da combinação que resulta de juntar as várias camadas de fibra atrás enunciadas com a resina poliéster, da marca comercial *ASHLAN*. Esta resina garante a ligação entre as várias camadas de fibras e o preenchimento de todos os espaços vazios que possam existir entre estas.

4.3.2 Betonagem

A betonagem dos provetes foi realizada em vários dias, sendo consequentemente usados betões de diferentes amassaduras. Inicialmente foram betonadas as camadas inferiores dos Provetes 3 e 5. No mesmo dia, mas com outra amassadura foram betonadas as camadas superiores desses mesmos provetes. No dia seguinte, foram betonadas as camadas inferiores dos Provetes 4 e 6 com uma primeira amassadura e as camadas superiores com uma segunda amassadura. No terceiro dia, foram betonados os Provetes 1 e 2, sendo betonadas as duas camadas dos provetes com betão proveniente de uma única amassadura. No Quadro 4.3 é apresentada a composição geral utilizada nas diferentes amassaduras, diferindo entre amassaduras apenas a quantidade de água. Esta composição foi desenvolvida pela empresa CiviTest (Barros, 2010).

Quadro 4.3: Composição do BACRFA (Barros, 2011)

Componentes	Quantidade	Unidade
Cimento I 42.5 R	413	kg
Brita calcária, $\phi 12$	582	kg
Areia média	700	kg
Areia fina	233	kg
Água	*	L
Filler calcário	353	kg
Superplastificante, SIKA 3005 HM	7.83	kg
Fibras de aço, Wirand	60	kg

A quantidade de água é apresentada no Quadro 4.4. Esta quantidade foi ajustada de forma a obter em todas as amassaduras medidas de espalhamento entre 720 mm e 740 mm, sendo considerado betão autocompactável quando as medidas do ensaio de espalhamento estão entre 600 mm e 800 mm.

Quadro 4.4: Quantidade de água

Provetes/camada	Quantidade de água (L)
3 e 5/inferior	179.1
3 e 5/superior	186.9
4 e 6/inferior	182.4
4 e 6/superior	182.4
1 e 2/ambas	182.4

Os moldes foram reutilizados de uns provetes para os outros, tendo sido preparados um total de dois moldes. Estes moldes são constituídos por um conjunto de tábuas em madeira tradicional, aparafusadas de modo a obter as dimensões desejadas dos provetes. Tal como nos moldes dos provetes das vigas *sandwich*, apresentados no capítulo anterior, também estes foram sujeitos a tratamentos, de forma a garantir a impermeabilização e facilitar o processo de desmolde.

Como já referido, os provetes não foram todos betonados no mesmo dia. A produção de cada provete foi feita faseadamente. A produção de cada provete fabricado seguiu a seguinte sequência:

- Betonagem da camada inferior de betão com 60 mm de espessura e nivelamento dessa camada, tal como apresentado na Figura 4.6.



Figura 4.6: Nivelamento da camada inferior de betão

- Colocação da camada de poliestireno expandido (EPS) com 60 mm de espessura. No caso dos provetes com conectores contínuos, o EPS é recortado em blocos de forma a preencher totalmente o provete, envolvendo e acomodando o conector na sua devida posição. No caso dos provetes com conectores descontínuos, as placas de EPS são

colocadas de forma a garantir o preenchimento total do provete, possuindo cortes estratégicos com as dimensões dos provetes, nas correspondentes posições.

- Colocação dos conectores nas devidas posições, garantidas pelas placas de EPS.
- Penetração dos conectores na camada inferior de betão (anteriormente à presa do betão), sendo garantida uma distância de 15 mm à base do provetes através de uns espaçadores de GFRP, colados na base do conector.

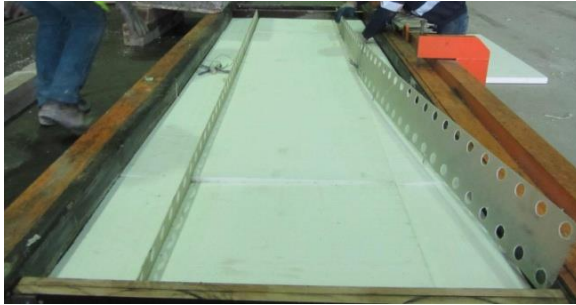


Figura 4.7: Colocação dos conectores contínuos

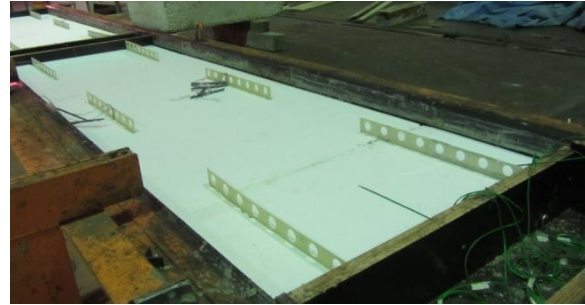


Figura 4.8: Colocação dos conectores descontínuos

- Betonagem da camada superior com 60 mm, permitindo a passagem do betão com fibras pelos furos do conector (Figura 4.9) e regularização da superfície para facilitar a posterior realização dos ensaios.



Figura 4.9: Passagem de betão com fibras pelos furos do conector

A betonagem e a cura dos provetes foram realizadas no interior da unidade fabril da Mota-Engil. Durante o processo de cura cobriu-se os provetes com uma tela plástica, de forma a impedir a perda de água.

Para caracterizar as propriedades do betão, de cada amassadura, foram extraídos provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura e provetes retangulares com 550 mm de comprimento e secção de 150 mm x 150 mm.

Ao fim de um dia procedeu-se à desmoldagem dos provetes, verificando-se que o betão já tem resistência suficiente para se poder manusear os provetes. Sendo estes, de seguida

transportados para o laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, onde são guardados até ao ensaio.

O procedimento de colocação dos conectores, após a betonagem da camada inferior, leva a que as fibras desta camada sejam empurradas para a base do provete. Verificou-se posteriormente uma menor quantidade de fibras a passar pelos furos do conector, e mais fibras na camada inferior de recobrimento. Este facto pode ser comprovado no Quadro 4.5, onde é apresentada a média de fibras passantes em todos os furos dos conectores, por camada de betão e para cada provete. Neste quadro é também exposto o número de furos onde não se verificou a passagem de nenhuma fibra. Os conectores contínuos têm 40 furos e os conectores descontínuos têm 8 furos, embebidos em cada camada de betão. Sabendo também que são colocados 2 conectores contínuos ou 6 conectores descontínuos em cada provete.

Quadro 4.5: Passagem de fibras pelos furos

Provete	Camada inferior		Camada superior	
	Média do nº de fibras por furo	Furos sem fibras	Média do nº de fibras por furo	Furos sem fibras
1	2.2	25*	6.8	2*
2	2.0	14*	5.1	0*
3	1.3	19**	7.3	1**
4	1.5	19**	4.1	3**
5	0.2	71*	6.8	1*
6	3.0	14**	5.0	2**

* num total de 80 furos

** num total de 48 furos

Pode-se verificar que na camada de betão superior o número de fibras passadas pelos furos do conector é bastante superior ao número de fibras passadas pelos furos inferiores, embebidos na camada inferior. Confirma-se que, a colocação do conector após a betonagem da camada de betão inferior leva a uma distribuição menos uniforme das fibras de aço, sendo estas empurradas para a camada de recobrimento.

4.4 Caracterização dos materiais

Os ensaios de caracterização dos materiais usados no fabrico dos provetes não constam do trabalho experimental executado nesta dissertação. As propriedades dos materiais apresentadas, são extraídas da tese de doutoramento (Lameiras, 2014), realizada na Universidade do Minho, no âmbito do mesmo projeto (LEGOUSE).

4.4.1 Polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP)

No Quadro 4.6 são apresentadas as propriedades dos GFRPs utilizados no fabrico dos conectores (tensão e extensão de cedência, módulo de elasticidade, tensão máxima e respetiva extensão). Estes parâmetros foram obtidos em ensaios de tração direta realizados em provetes de 25 mm de largura e 250 mm de comprimento, seguindo as normas ASTM Standard D 6856 (2003) e ASTM Standard D 3039/D 3039M (2008). A espessura do provete varia consoante o tipo de conector estudado. São utilizados três tipos de malhas de fibras de vidro: o conector CSM tem 2.0 mm, o conector BIAx tem 2.4 mm e o conector TRIAX tem 6.0 mm de espessura. A carga é aplicada na direção da maior dimensão dos provetes. Cada provete é cortado de modo a ter as fibras orientadas de acordo com a direção em estudo.

Quadro 4.6: Propriedades dos conectores, adaptado de Lameiras (2014)

Conector		Malha CSM	Malha BIAx	Malha TRIAX
Número de amostras		8	5	6
Direção do carregamento		-	0°	0°
Tensão de cedência	(MPa)	-	60.03	439.51
	CoV (%)	-	8.10	2.40
Extensão de cedência	($\mu\epsilon$)	-	5334	23052
	CoV (%)	-	15.50	3.90
Módulo de elasticidade	(GPa)	14.35	14.42	20.97
	CoV (%)	6.10	9.80	6.40
Tensão máxima	(MPa)	199.49	90.73	439.51
	CoV (%)	7.90	3.20	2.40
Extensão correspondente à tensão máxima	($\mu\epsilon$)	13981	26745	23052
	CoV (%)	13.20	1.70	3.90

As curvas de tensão extensão apresentadas na Figura 4.10 resultam do ensaio de tração direta. Neste gráfico são apenas apresentadas uma curva para cada material, sendo no entanto estas representativas dos restantes ensaios.

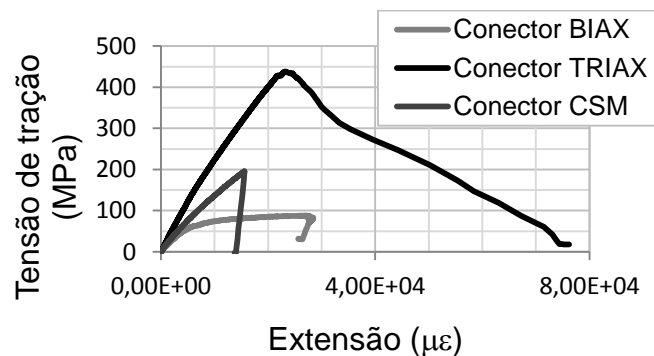


Figura 4.10: Curvas tensão-extensão das malhas CSM, BIAx e TRIAX (Lameiras, 2014)

Verifica-se que o GFRP de malha BIAX apresenta uma baixa tensão máxima e grande capacidade de deformação, apresentando um comportamento de *tension hardening*. O GFRP de malha CSM possui maior capacidade de carga mas apresenta uma rotura frágil. O GFRP de malha TRIAX possui uma elevada tensão máxima e uma elevada capacidade de deformação, apresentando após pico, um comportamento de *tension softening*.

4.4.2 Betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA)

No Quadro 4.7 são apresentadas as propriedades dos diversos betões utilizados na produção dos 6 provetes ensaiados. Relativamente ao espalhamento, resistência à compressão e respetiva extensão e módulo de elasticidade.

Quadro 4.7: Propriedades do betão à compressão, adaptado de Lameiras (2014)

Proвете/ camada	Esp. (mm)	Idade (dias)	Resistência à compressão f_{cm}			Extensão correspondente à tensão máxima		Módulo de elasticidade E_c		
			Nr.	(MPa)	CoV	($\mu\epsilon$)	CoV	Nr.	(GPa)	CoV
1 e 2/ambas	745	66	4	64.83	2.3%	4776	8.3%	2	42.20	2.6%
3 e 5/inferior	600	66	4	56.39	3.4%	3774	14.2%	2	35.06	10.5%
3 e 5/superior	715	66	3	61.23	2.5%	4591	3.9%	2	35.89	16.1%
4 e 6/inferior	740	66	5	60.66	3.4%	4452	7.4%	3	40.44	0.3%
4 e 6/superior	-	66	3	63.46	2.2%	4265	16.5%	2	40.86	2.4%

No Quadro 4.8 são apresentadas as propriedades à tração do betão autocompactável reforçado com fibras de aço utilizado na betonagem dos 6 provetes. Estas propriedades foram determinadas através do ensaio de flexão, que seguiu a norma RILEM TC-TDF (2002).

Quadro 4.8: Propriedades do betão à tração, adaptado de Lameiras (2014)

Proвете/ camada	Número de provetes	$f_{ict,L}$	f_{ct} ($0.7 \times f_{ict,L}$)	Resistência à tração equivalente		Resistência à tração residual				
				$f_{eq,2}$	$f_{eq,3}$	$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$	
1 e 2/ ambas	·	MPa	-	-	-	-	-	-	-	-
		CoV	-	-	-	-	-	-	-	-
3 e 5/ inferior	3	MPa	5.25	3.67	8.46	7.21	8.22	7.13	5.42	4.13
		CoV	0.9%	0.9%	4.5%	0.8%	4.2%	2.7%	10.7%	19.4%
3 e 5/ superior	7	MPa	5.11	3.58	7.63	6.57	7.44	6.77	5.52	4.61
		CoV	13.2%	13.2%	26.8%	26.4%	27.22%	24.6%	28.6%	26.3%
4 e 6/ inferior	5	MPa	5.09	3.56	6.87	5.92	6.67	5.97	5.26	4.54
		CoV	17.5%	17.5%	29.0%	28.5%	29.7%	27.8%	27.6%	25.5%
4 e 6/ superior	5	MPa	5.54	3.88	8.64	7.51	17.68	8.39	7.59	6.52
		CoV	8.4%	8.4%	7.4%	8.3%	7.2%	8.3%	11.0%	12.0%

4.5 Configuração de ensaio

A influência do tipo de malha utilizada no fabrico dos conectores e da disposição dos conectores no comportamento dos painéis de parede é analisada através da realização de ensaios de flexão simples em faixas de parede com 3 m de desenvolvimento e 1 m de largura. Neste programa experimental, realizam-se cinco ensaios de flexão simples com quatro pontos de aplicação de carga e um ensaio de flexão simples com três pontos de aplicação de carga.

Todos os provetes são testados na posição horizontal, simplesmente apoiados em duas extremidades. No ensaio de flexão simples com quatro pontos de carga, exposto na Figura 4.11, é aplicada uma carga dividida por duas linhas de solicitação, distanciadas entre si de 1.2 m e centradas com o provete.

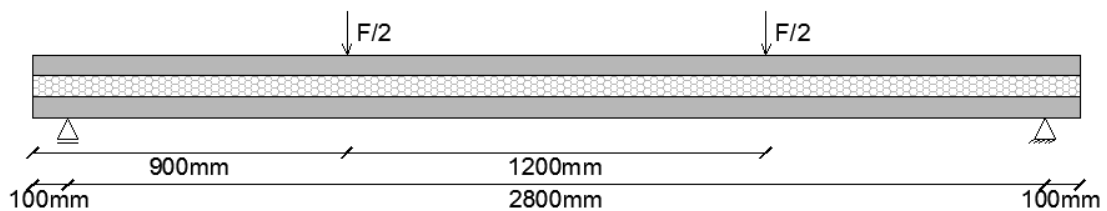


Figura 4.11: Ensaio de flexão simples com 4 pontos de carregamento

De forma a analisar se a propagação de fendas e o modo de rotura seriam alterados devido à concentração de momentos máximos a meio vão, é realizado um ensaio de flexão simples com três pontos de carga. Apenas o Provede 6 foi ensaiado com esta configuração de carregamento. Este provete utiliza conectores descontínuos com malha CSM e é similar ao Provede 3, que foi ensaiado com quatro pontos de aplicação de carga.

O Provede 6 é sujeito a uma linha de carregamento concentrada a meio vão, como representado na Figura 4.12.

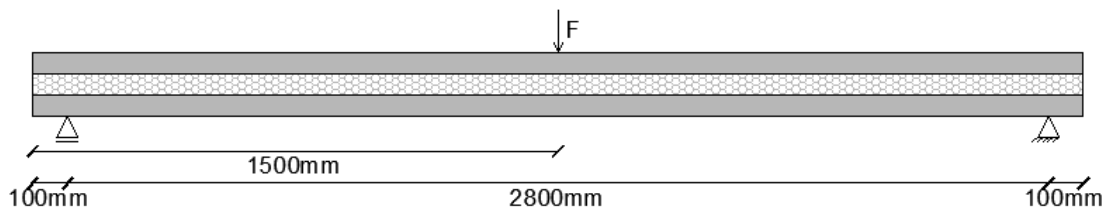


Figura 4.12: Ensaio de flexão simples com 3 pontos de carregamento

No Quadro 4.9 é apresentada uma síntese das características de cada provete e do tipo de carregamento aplicado.

Quadro 4.9: Síntese da aplicação de carga

Provete	Disposição do conector	Malha do conector	Nº de pontos de aplicação de carga
1	Contínuo	CSM	4
2	Contínuo	TRIAX	4
3	Descontínuo	CSM	4
4	Descontínuo	TRIAX	4
5	Contínuo	BIAX	4
6	Descontínuo	CSM	3

O carregamento é ditado pelo deslocamento do êmbolo de um atuador hidráulico e a correspondente força é aplicada utilizando uma célula de carga de 500 kN. Todos os ensaios são realizados com controlo de deformação. A carga e a deformação impostas são medidas automaticamente através de um computador ligado ao sistema de aplicação de carga.

Todos os provetes são ensaiados até à rotura através da aplicação de um deslocamento gradualmente crescente com uma velocidade de 0,005 mm/s.

4.5.1 Condições de apoio e carregamento

Na Figura 4.13 estão representados os vários elementos que constituem o esquema do ensaio de flexão com quatro pontos de carregamento. Neste ensaio, os provetes são simplesmente apoiados sobre dois apoios rotulados que estão fixos num pórtico de reação auto-equilibrado.

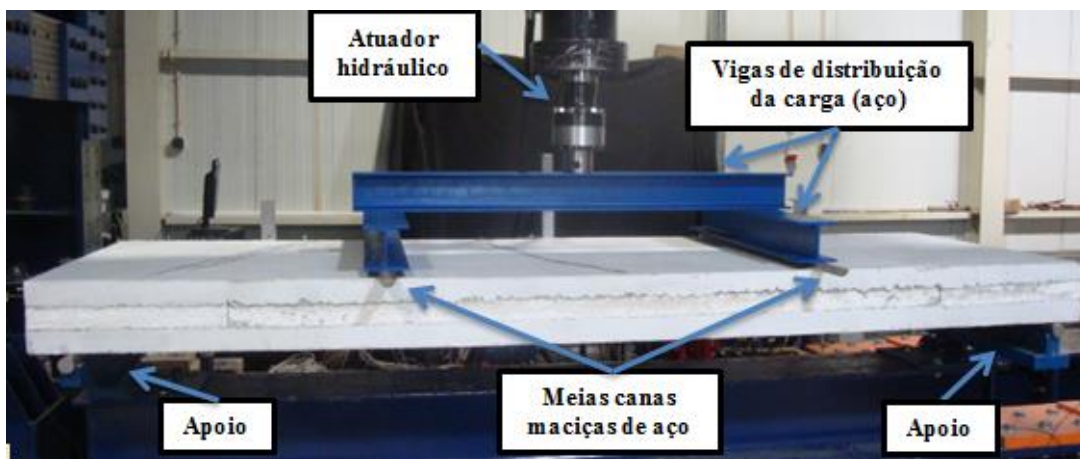


Figura 4.13: Esquema do ensaio de flexão com 4 pontos de carregamento

Estes apoios têm dimensões adaptadas às faixas de parede *sandwich* e são ilustrados na Figura 4.14.

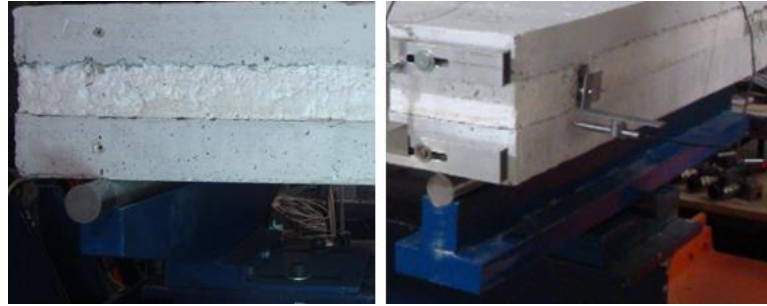


Figura 4.14: Apoios utilizados no ensaio de flexão simples

A carga é distribuída ao provete por meio de duas meias canas e três vigas HE200A. As meias canas são pousadas sobre o provete em toda a sua largura. De seguida, são colocadas vigas do tipo HE 200A sobre cada uma das meias canas. As meias canas e as vigas HE 200A ficam posicionadas transversalmente ao provete em toda a sua largura. Por fim, é colocada uma terceira viga do tipo HE 200A para distribuir a carga aplicada pelo atuador às 2 vigas do tipo HE 200A. A viga superior divide o carregamento para as duas vigas inferiores, tendo estas e as meias canas a função de distribuir a carga uniformemente para o provete.

A configuração do ensaio de flexão simples com três pontos de carregamento é apresentada na Figura 4.15, diferenciando-se do exposto anterior, apenas pelo sistema de aplicação de carga. Neste ensaio, a meia cana e a viga HE 200A são colocadas a meio vão, transversalmente ao provete. Deste modo, a carga imposta pelo atuador é diretamente aplicada na viga HE 200A, que a transmite para a meia cana maciça de aço apoiada sobre o provete.

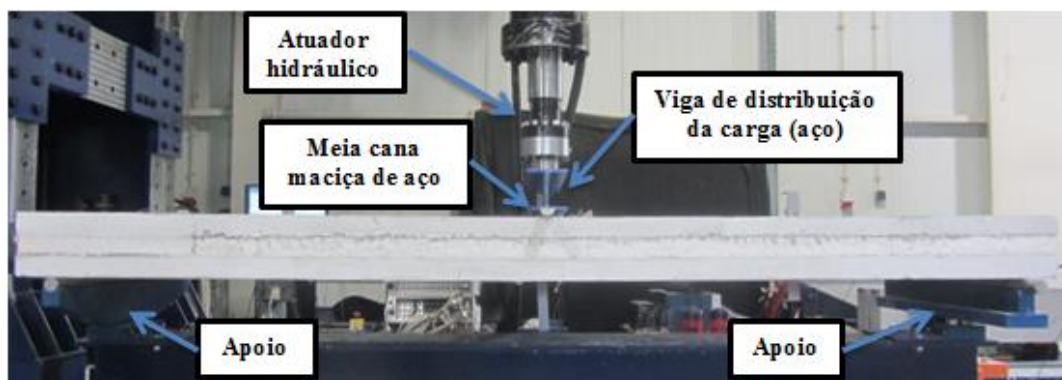


Figura 4.15: Esquema do ensaio de flexão com 3 pontos de carregamento

4.5.2 Preparação do ensaio e instrumentação

Os procedimentos necessários à preparação do ensaio de flexão realizado com faixas de parede *sandwich* são muito similares aos apresentados no capítulo anterior, no ensaio de flexão com vigas *sandwich*. Tal como no ensaio anterior, começa-se pela preparação dos provetes, retirando o betão escorrido na camada de EPS e pintando de branco as camadas de

betão para facilitar a observação do padrão de propagação de fendas. Após a tinta secar, o provete é simplesmente apoiado sobre os apoios, que estão posicionados de forma a que o provete fique centrado com o atuador hidráulico. Sob o provete, são colocadas as meias canas de aço devidamente niveladas através da aplicação de um betume de poliéster com endurecimento acelerado, entre estes elementos.

Em todos os provetes ensaiados são medidos os deslocamentos verticais em diferentes pontos, o escorregamento entre as camadas de betão e o conector de GFRP e as extensões em várias posições do conector de GFRP. Os deslocamentos verticais são medidos em cada uma das camadas de betão. São ainda medidos os deslocamentos relativos entre as camadas, sempre com referência a um ponto alinhado com os apoios.

Depois do provete estar posicionado, são colocadas as barras de alumínio e as chapas necessárias ao sistema de instrumentação. As barras de alumínio são aparafusadas a meia altura das camadas do betão, no alinhamento da posição dos apoios, sendo necessário fazer os furos previamente. Estas barras possuem um dos furos ovalizados, de forma a poderem adaptar-se aos deslocamentos laterais sofridos pelas duas camadas de betão, devido à flexão. Nas faces onde são fixadas as barras de alumínio, que suportam os transdutores, são também colocadas chapas em L, que funcionam como batentes para os transdutores. Nos topos das vigas são também coladas chapas de fixação dos transdutores que medem os deslocamentos relativos entre o conector e as camadas de betão.

Os Provetes 1 e 2 são instrumentados com 14 transdutores. Os transdutores colocados em cada face do provete são apresentados na Figura 4.16.

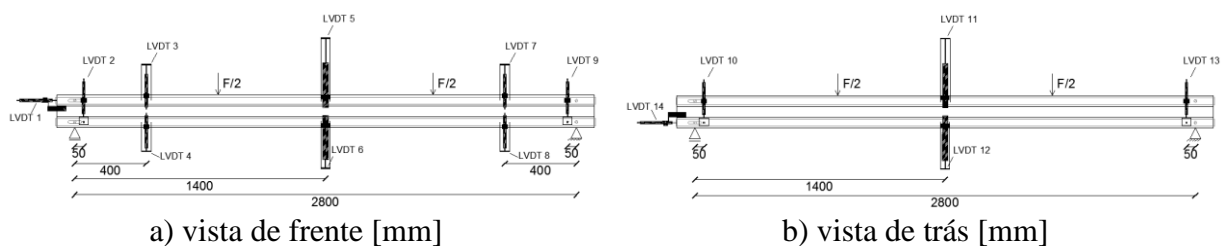


Figura 4.16: Instrumentação dos Provetes 1 e 2

Os provetes 3, 4, 5 e 6 são instrumentados apenas na face de trás, pois verificou-se que as leituras obtidas em ambas as faces são muito uniformes e deste modo são dispensáveis. A instrumentação é colocada apenas numa face do provete, também, de forma a permitir mais facilmente observar o padrão de abertura e propagação de fendas na outra face, uma vez que, a colocação das barras de suporte não permite visualizar a totalidade da espessura das

camadas de betão. O esquema de instrumentação utilizado é composto por 10 transdutores, e é apresentado na Figura 4.17.

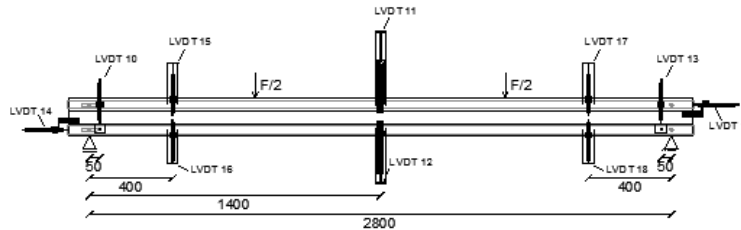


Figura 4.17: Instrumentação dos Provetes 3, 4, 5 e 6, vista de trás [mm]

Em todos os provetes, as flechas a meio vão são medidas nas duas camadas de betão pelos transdutores 5, 6, 11 e 12. Os deslocamentos verticais são também medidos a 400 mm dos apoios, nas duas camadas de betão com os transdutores 3, 4, 7, 8, 15, 16, 17 e 18. Nos topos do provete, são colocados os transdutores 1 e 14 para registar o deslocamento relativo entre as camadas de betão e o conector de GFRP. Os transdutores 2, 9, 10 e 13 são alinhados com os apoios para medir os deslocamentos relativos entre as barras de suporte dos transdutores, das duas camadas.

Em todos os provetes, para além da instrumentação com transdutores, são também colocados extensómetros, sendo analisadas as extensões medidas nos conectores de GFRP, em várias posições.

Todas as seis faixas de parede possuem mais do que um conector, por isso, de forma a referenciar individualmente cada um, é apresentada na Figura 4.18 (a) a nomenclatura usada para os conectores contínuos e na Figura 4.18 (b) a nomenclatura usada para os conectores descontínuos.

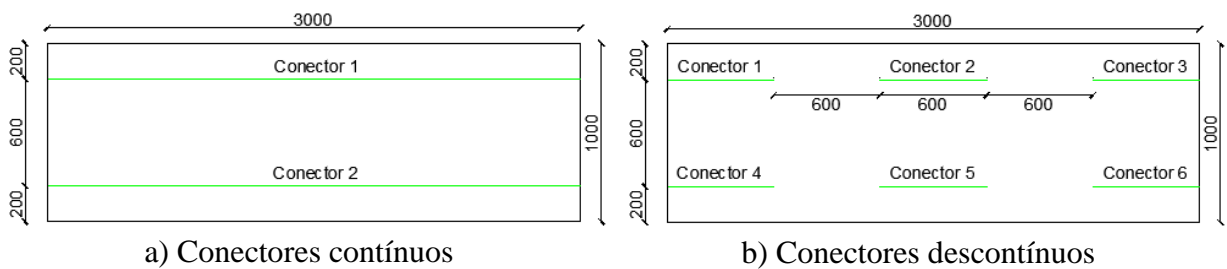


Figura 4.18: Nomenclatura para referenciar os conectores [mm]

Os Provetes 1, 2 e 5, com conectores contínuos, são instrumentados com oito extensómetros. No conector 1 são colocados seis extensómetros, nas posições s1 a s6 representadas na Figura 4.19, e no conector 2 são colocados mais dois extensómetros, nas posições s7 e s8.

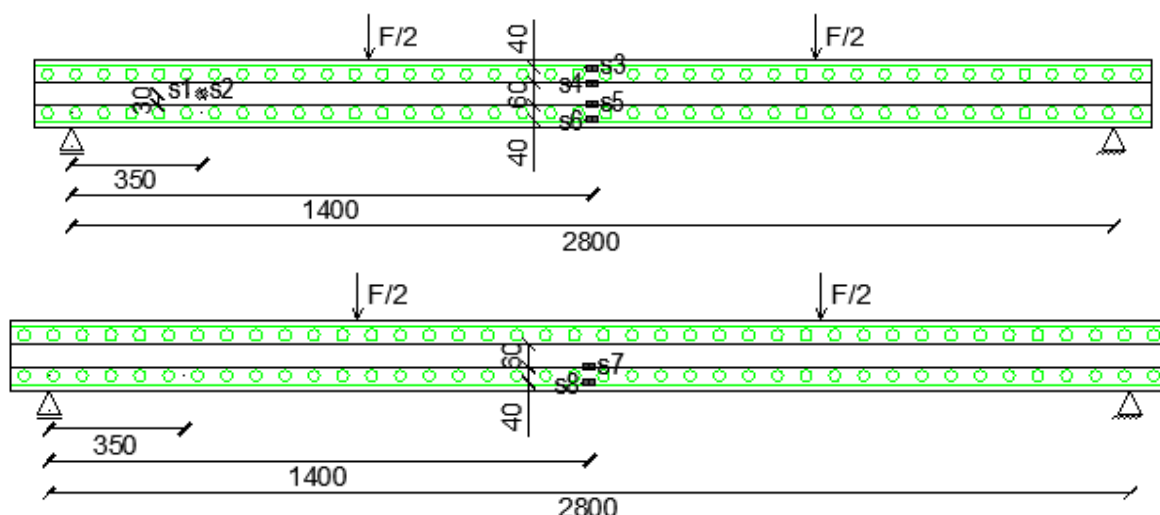
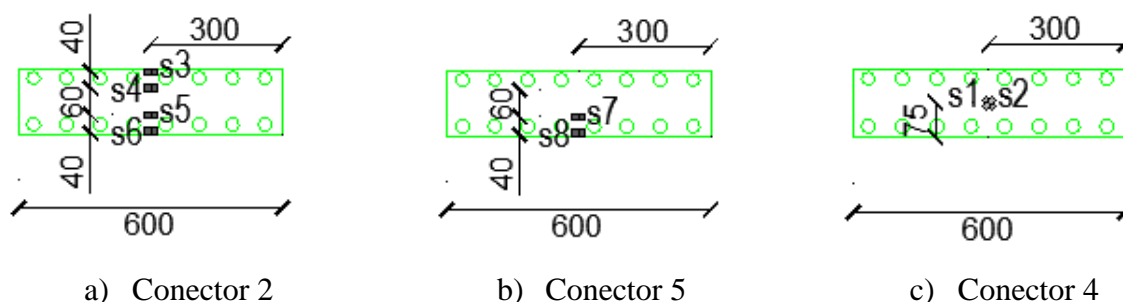


Figura 4.19: Extensómetros colocados nos conectores contínuos [mm]

Os Provetes 3, 4 e 6, com conectores descontínuos são instrumentados com oito extensómetros, tal como representado na Figura 4.20.



a) Conector 2

b) Conector 5

c) Conector 4

Figura 4.20: Extensómetros colocados nos conectores descontínuos [mm]

4.6 Modos de rotura e padrão de propagação de fendas

O padrão de abertura de fendas será exposto com a ajuda das curvas de carga-flecha a meio vão, obtidas em cada ensaio. Nestes gráficos serão marcadas, no instante de carga e deslocamento corresponde, a abertura de fendas observadas durante o ensaio, nas camadas inferior e superior de betão, de acordo com a simbologia descrita no Quadro 4.10. Em alguns ensaios foi ouvido o som de rotura do conector, sendo este instante também registado nos gráficos.

Quadro 4.10: Simbologia utilizada na identificação da abertura de fendas e rotura do conector

Simbologia	Significado
○	Abertura de novas fendas na camada inferior de betão
●	Abertura de novas fendas na camada superior de betão
●	Som da rotura do conector

Nos gráficos são apenas marcados os instantes em que, durante os ensaios experimentais se anotou a abertura de fendas, sendo que, principalmente nos ensaios com conectores contínuos (ensaios com maior número de fendas) não foi possível anotar todas as fendas que foram aparecendo.

Os Provetes 1 e 2 encontravam-se fissurados, antes do ensaio de flexão. Estas fendas foram observadas apenas na camada inferior de betão e resultaram de um ensaio termo-mecânico previamente realizado. Neste ensaio os painéis foram simplesmente apoiados e sujeitos a uma temperatura diferencial entre as duas camadas, sendo aplicada uma temperatura mais elevada na camada inferior de betão (Lameiras, 2014).

Durante o ensaio de flexão, realizado com o Provete 1 (com dois conectores contínuos de malha CSM), observou-se a abertura de uma nova fenda na camada inferior de betão, para uma carga de 18 kN. Analisando a Figura 4.21, verifica-se que até aos 28 kN não existem indícios de abertura de novas fendas, podendo a fenda observada ter resultado do ensaio termo-mecânico e apenas ter sido observada durante o ensaio de flexão simples, devido a este promover a evolução da abertura das fendas.

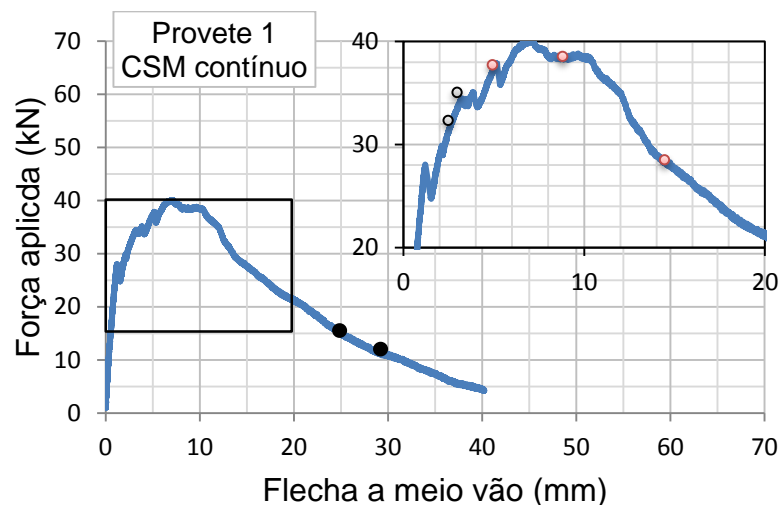


Figura 4.21: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provete 1

Durante o ensaio as fendas pré-existent foram progredindo e apresentando uma maior abertura. Para uma carga de 32 kN verificou-se a evolução de uma fenda pré-existente e a 35 kN verificou-se uma evolução significativa da abertura de duas fendas pré-existent, próximo do meio vão, que apresentaram maior abertura que as restantes.

Na camada superior de betão foram verificadas numa fase inicial a abertura de 4 fendas, abrindo posteriormente novas fendas, todas próximas do alinhamento das fendas que

apresentam maior abertura na camada inferior, como se pode observar na Figura 4.22. O padrão de propagação de fendas observado no final do ensaio é similar nas duas faces do provete.

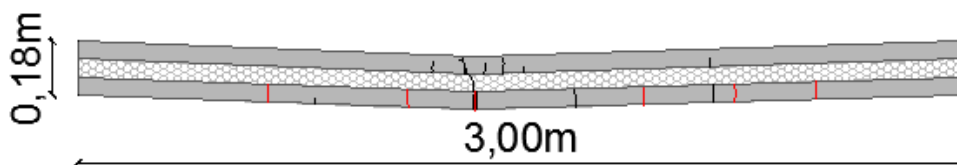


Figura 4.22: Padrão de fendilhação do Provete 1

Próximo do final do ensaio ouviu-se um som diferente de todos os anteriores, que provavelmente corresponde à rotura do conector. Nesse momento, as fendas dominantes abriram mais e verificou-se uma elevada perda de carga.

Na Figura 4.23 e na Figura 4.27 é apresentado o padrão de fendilhação verificado no final do ensaio de flexão simples dos Provetes 1 e 2, respetivamente. Nestas imagens, são também representado a vermelho, as fendas observadas antes do ensaio, apresentando estas uma abertura inferior a 0.05 mm.

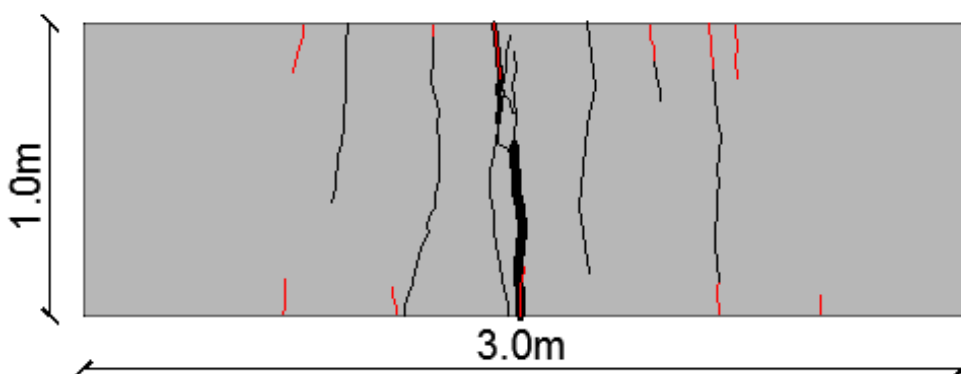


Figura 4.23: Padrão de fendilhação da camada inferior do Provete 1

Em todas as imagens apresentadas, que expõem a rotura do conector, o provete encontra-se invertido. Deste modo, a camada de betão exposta é a camada inferior do provete (mais fendilhada) e o conector fica posicionado ao contrário do que acontecia durante o ensaio.

Na Figura 4.24 pode-se observar que os dois conectores apresentam uma fenda ao longo da sua altura, coincidente com a fenda de maior abertura localizada nas camadas de betão. Cada conector apresenta uma rotura total, ficando dividido em duas partes que são separadas pela referida fenda. Tanto no Conector 1 como no Conector 2, a fenda está alinhada pelos furos do conector.

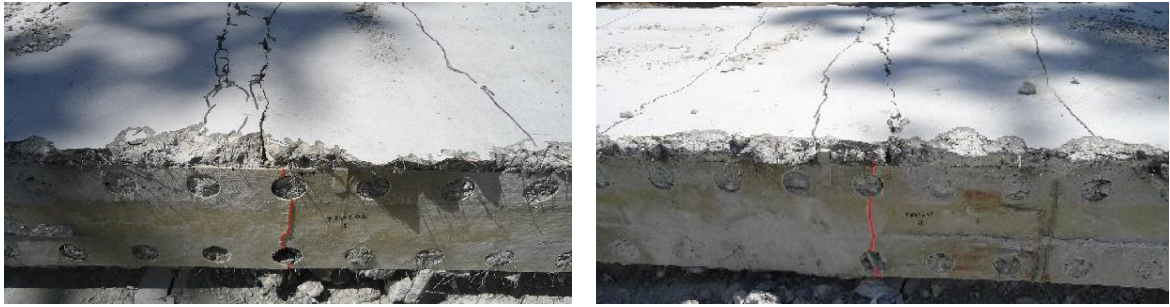


Figura 4.24: Rotura total dos dois conectores contínuos CSM, do Provete 1

No Provete 2, com conectores contínuos TRIAX, observou-se o aparecimento, em maior quantidade, de novas fendas. O Provete 2 apresentou uma maior deformação vertical que o Provete 1, como se pode verificar na Figura 4.25.

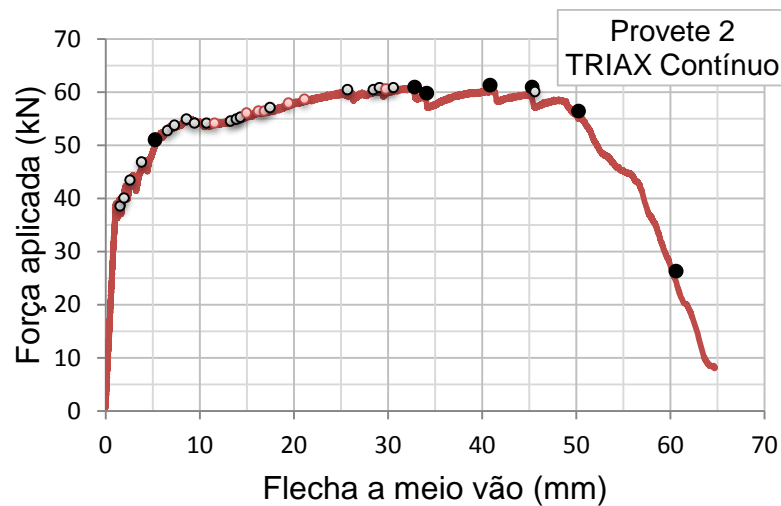


Figura 4.25: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provete 2

O primeiro registo foi da evolução da abertura das fendas pré-existentes mais próximas do meio vão. Estas fendas progrediram ao longo de toda a camada inferior de betão e o seu desenvolvimento foi acompanhado pelo som do betão a fendilhar. Pouco antes da evolução destas fendas, tinha sido ouvido o mesmo som mas não se verificou nenhuma fenda.

A primeira fenda nova abriu próximo do meio vão e progrediu ao longo da camada inferior de betão. Logo de seguida surgiu uma fenda mais pequena numa posição muito próximo desta. A abertura destas fendas foi acompanhada pelo som do betão a fendilhar.

Nesta fase inicial do ensaio ouviu-se um som diferente daquele que se identifica para a abertura das fendas, suspeitando-se de uma rotura parcial do conector. No entanto, a carga continuou a aumentar.

Observou-se o aparecimento de 5 fendas novas na camada inferior e uma abertura maior da primeira fenda que surgiu próximo do meio vão. Logo de seguida, observou-se a abertura da primeira fenda na camada superior de betão, não muito afastada do alinhamento da fenda que apresenta maior abertura na camada inferior de betão. Antes do aparecimento de novas fendas na camada superior, surgiram 3 fendas novas na camada inferior. Ao mesmo tempo, surgiu uma fenda na direção longitudinal, alinhada com a posição do conector.

Até ao final do ensaio observou-se o aparecimento de novas fendas nas camadas superior e inferior de betão. Na camada inferior surgiram novas fendas na direção longitudinal, observando-se também uma ramificação das fendas já abertas.

Próximo do final do ensaio ouve-se o som de rotura dos conectores, acompanhado por pequenas perdas de carga e maior abertura da fenda dominante, apresentando esta uma abertura de aproximadamente 10 mm. Logo de seguida, ouviram-se os conectores a rasgar continuamente, registando-se uma elevada perda de carga e a abertura da fenda dominante evolui para aproximadamente 20 mm (Figura 4.26).

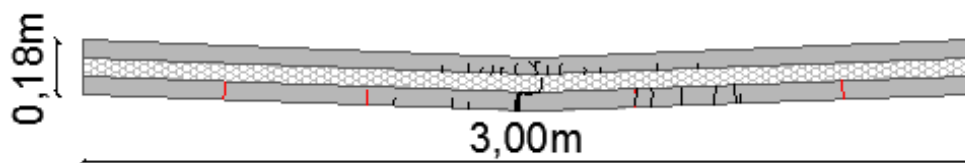


Figura 4.26: Padrão de fendilhação do Provete 2

No final do ensaio, foram encontradas fendas longitudinais na face de cima do provete (Figura 4.28). Estas fendas, resultantes da concentração de esforços próximo dos conectores, apresentavam uma abertura muito reduzida, não sendo por este motivo observadas durante o ensaio.

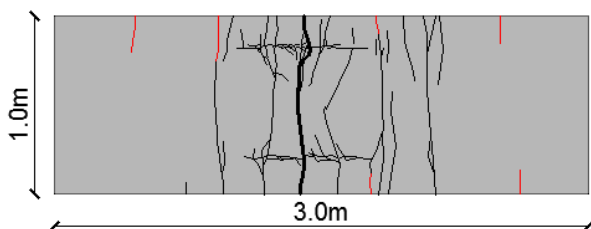


Figura 4.27: Padrão de fendilhação da camada inferior, do Provete 2

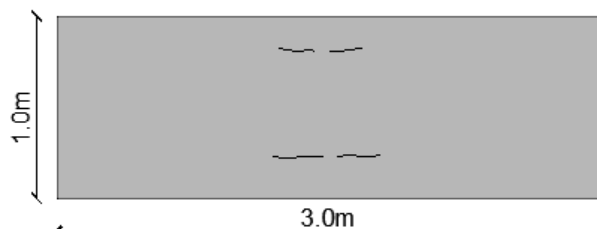


Figura 4.28: Padrão de fendilhação da camada superior, do Provete 2

Na Figura 4.29 confirma-se que os dois conectores apresentam uma pequena área danificada, próximo da fenda que apresenta maior abertura na camada de betão. Os conectores apresentam visível dano das fibras orientadas a $\pm 45^\circ$, com rotura de algumas dessas fibras. O

estado das fibras a 0° não é visível, pois estas são cobertas pelas mantas com fibras a $\pm 45^\circ$. No entanto estas são as mais solicitadas neste ensaio, por estarem alinhadas com o eixo longitudinal do provete, prevendo-se assim que estejam mais danificadas do que as fibras orientadas a $\pm 45^\circ$



Figura 4.29: Dois conectores contínuos do tipo TRIAX utilizados no Provete 2

Durante o processo de descarregamento do provete verificou-se que este recuperou 2.45 mm de deformação a meio vão, corresponde a 3.78% da deformação máxima atingida.

O Provete 3 abriu apenas duas fendas na camada inferior de betão, como se pode observar na Figura 4.30 e no gráfico apresentado na Figura 4.31. A abertura de cada uma das fendas foi brusca, progredindo estas instantaneamente ao longo de toda a camada inferior de betão. No instante em que estas fendas apareceram ouviu-se o som do betão a fendilhar e observou-se uma pequena queda de carga.

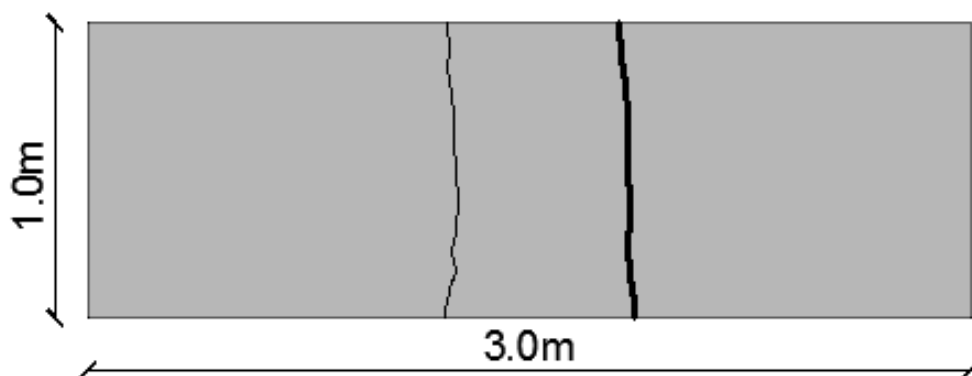


Figura 4.30: Padrão de fendilhação da camada inferior, do Provete 3

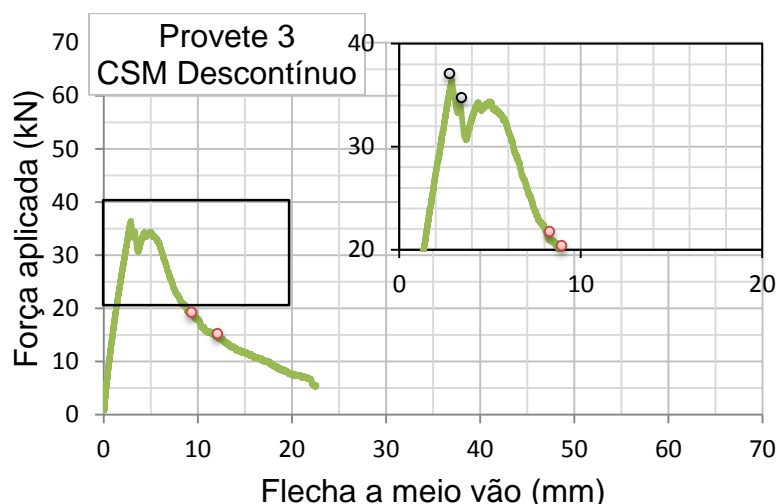


Figura 4.31: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provete 3

A segunda fenda apresentou durante todo o ensaio, uma abertura significativamente maior que a outra. Na camada superior de betão registou-se a abertura de quatro fendas com o decorrer do ensaio. No final do ensaio, aquando da marcação cuidadosa das fendas visíveis, foram identificadas 3 fendas de um lado e 4 do outro, na camada superior de betão, próximas da fenda que apresentava maior abertura na camada inferior. Os seis conectores descontínuos de CSM não apresentaram nenhum dano, visto que, as fendas encontradas na camada de betão ocorrem junto às extremidades dos dois conectores centrais.

O padrão de propagação de fendas do Provete 4, com conectores descontínuos TRIAX, é muito semelhante ao apresentado no Provete 3 (2 fendas na camada inferior, 1 dominante e abertura de fendas na camada superior, próximo da fenda dominante). Na Figura 4.32 são representados os instantes em que se registou a abertura das fendas.

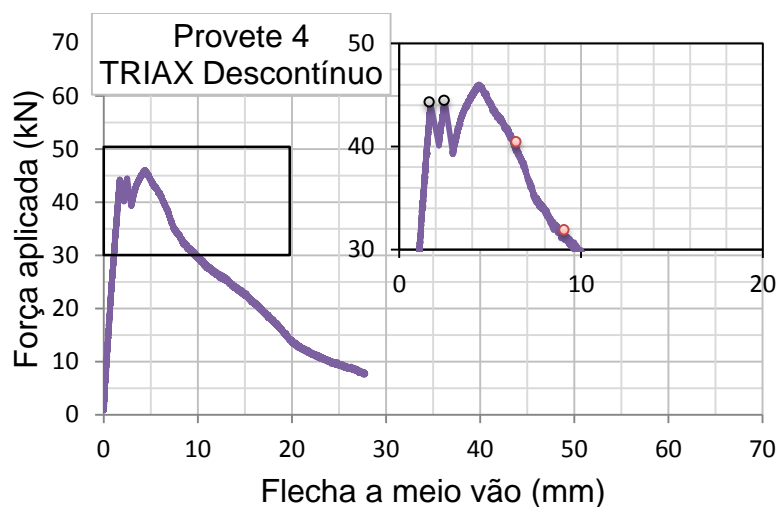


Figura 4.32: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provete 4

No Provete 4, tal como no Provete 3, também com conectores descontínuos, as duas fendas encontradas na camada de betão coincidem com as extremidades dos dois conectores centrais. A fenda com maior abertura, na camada de betão, abriu a 2 cm das extremidades dos conectores centrais e a fenda com menor abertura, apareceu coincidente com os conectores, a 3, 4 cm das extremidades dos conectores centrais, no entanto sem provocar qualquer dano nestes. A fenda 1 (com menor abertura) poderá ter sido “costurada” pelo conector ea fenda 2 foi-se desenvolvendo sem este impedimento. No final do ensaio, foi retirada a carga e o provete recuperou 0.5 mm da sua deformada a meio vão, equivalente a 1.80% da deformação máxima.

No Provete 5, com conectores contínuos BIAX, o início da fendilhação também se verificou na camada inferior de betão (Figura 4.34).

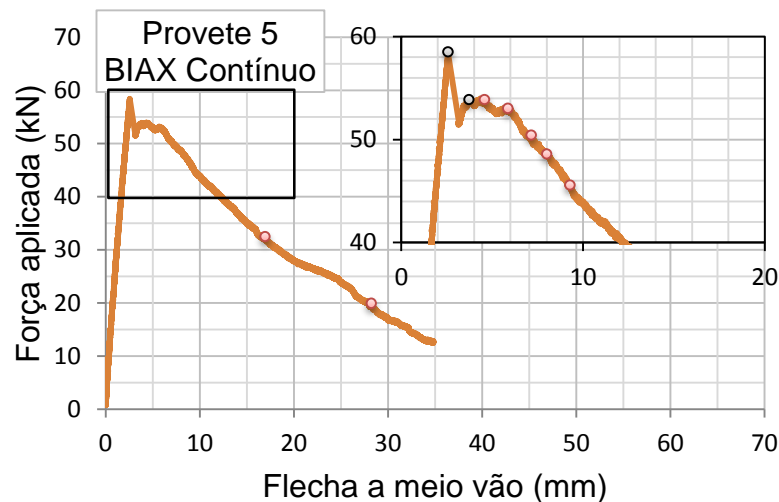


Figura 4.33: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provete 5

A primeira fenda abriu de forma brusca ao longo de toda a camada inferior, entre o meio vão e um dos pontos de aplicação de carga (Figura 4.34). No alinhamento dessa fenda surgiram duas fendas na camada superior de betão, em ambas as faces. Numa das faces foi observada, no mesmo instante, a abertura de uma terceira fenda na camada superior próxima destas fendas.

Numa face da camada inferior foi observada a abertura de uma nova fenda próxima da primeira, que convergiu para esta na face inferior do provete. Até ao final do ensaio abriram mais fendas na camada superior de betão, próximas das já abertas, e observou-se uma maior abertura da primeira fenda, na camada inferior.

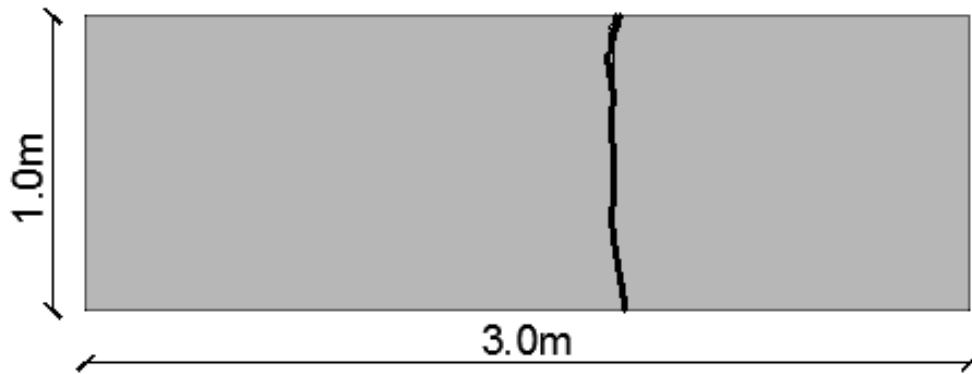


Figura 4.34: Padrão de fendilhação da camada inferior, do Provete 5

No final do ensaio, a carga foi retirada e observou-se uma diminuição da deformada a meio vão de 3.35 mm, 9.61% da deformada máxima atingida.

Na Figura 4.35 pode-se observar o estado dos dois conectores BIAx utilizados no Provete 5, após a realização do ensaio e desmembramento do provete. No alinhamento da fenda observada na camada inferior de betão, observa-se uma zona onde se verifica a rotura de algumas fibras orientadas a $\pm 45^\circ$.



Figura 4.35: Dois conectores contínuos BIAx utilizados no Provete 5

O Provete 6, com conectores descontínuos CSM foi sujeito a uma carga de “faca” a meio vão enquanto que os restantes provetes, já apresentados, foram sujeitos a duas cargas “faca” centradas com o provete e distanciadas entre si de 1.20 m.

Na Figura 4.36 são marcadas as fendas registadas durante o ensaio deste provete.

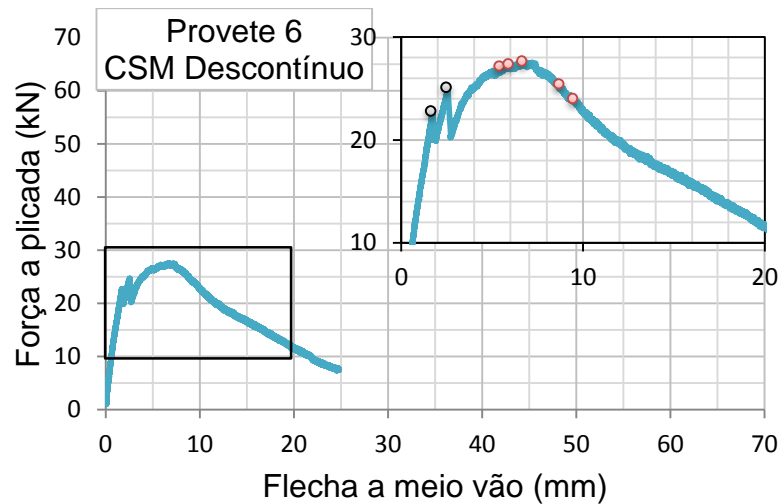


Figura 4.36: Marcação da abertura de fendas observadas, no Provete 6

A primeira fenda surgiu próximo do meio vão (zona de momento máximo), desenvolvendo-se em toda a largura da camada inferior de betão. A segunda fenda abriu na camada inferior de betão, também com o comprimento de 1 m, junto da extremidade dos conectores centrais.

Durante o ensaio verificou-se uma abertura maior da segunda fenda e a abertura de fendas na camada superior de betão. Estas fendas surgiram distribuídas entre as duas fendas da camada inferior, como se pode observar na Figura 4.37.

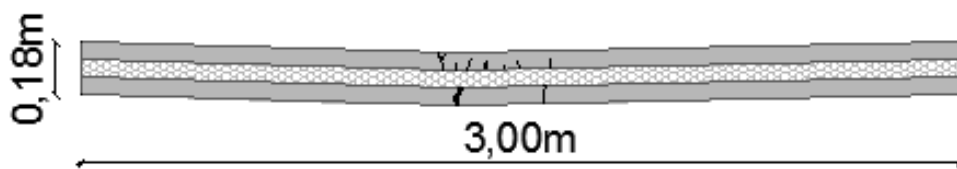


Figura 4.37: Padrão de fendilhação do Provete 6

Após a destruição das camadas de betão, pode-se observar que a fenda que surgiu a meio vão, na camada inferior de betão e que apresentava uma abertura de fenda reduzida não levou a nenhum dano no conector.

Na Figura 4.38 pode-se observar que um dos conectores centrais apresenta, junto da sua extremidade a abertura de uma fenda alinhada com o furo inferior. Esta fenda desenvolveu-se até ao furo superior, não tendo rasgado totalmente o conector, como se observou nos conectores de CSM contínuos. Esta fenda abriu no alinhamento da segunda fenda verificada na camada inferior de betão (fenda com maior abertura). A fenda observada na camada inferior de betão abriu exatamente na extremidade do outro conector central, verificando-se então apenas um conector danificado.



Figura 4.38: Rotura de um conector descontínuo CSM

4.7 Resultados e discussão

Nos Provetes 1 e 2 foi medida a deformação vertical a meio vão das duas camadas de betão, em ambas as faces. Na análise dos resultados obtidos nestes provetes não se verificou rotação em torno do eixo longitudinal do provete, pelo que nos Provetes 3 a 6 se optou por medir a deformação vertical apenas numa das faces. Através dessas leituras conclui-se que, em todos os provetes, as duas camadas de betão deformam similarmente, sendo então apresentadas as curvas médias, representativas da deformada global do provete a meio vão.

4.7.1 Curvas de carga-flecha a meio vão

Na Figura 4.39 são apresentadas as curvas totais de carga-deslocamento a meio vão, dos provetes com conectores contínuos (Provete 1, Provete 2 e Provete 5), quando sujeitos a carregamentos de flexão em quatro pontos.

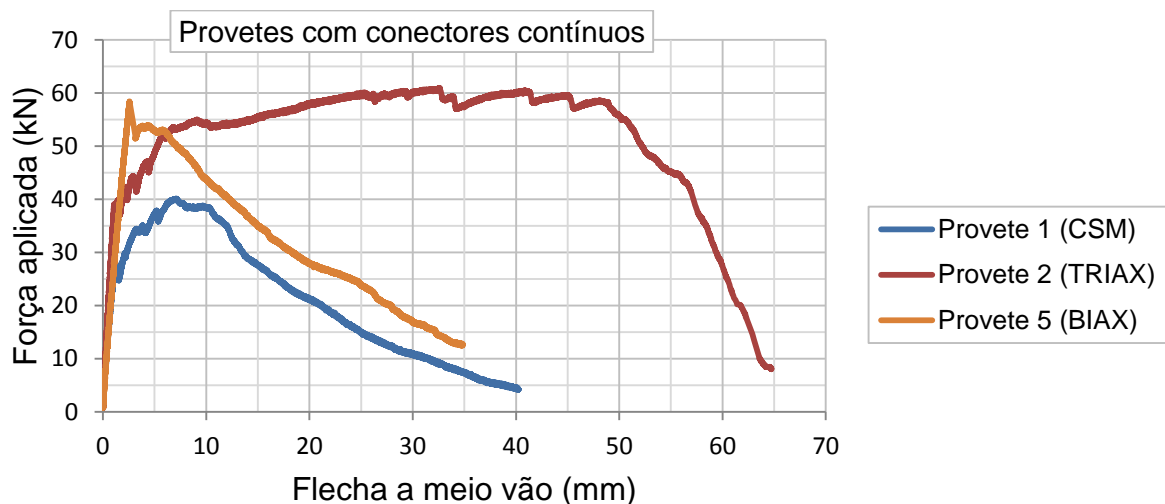


Figura 4.39: Curva força-flecha a meio vão, dos provetes com conectores contínuos

Analisando as três curvas verifica-se que o comportamento dos provetes é bastante diferente, não só em termos de capacidade de carga, mas também em relação à capacidade de deformação. O provete com conector de malha TRIAX (Provete 2) exibe uma elevada capacidade de carga e simultaneamente desenvolve elevada deformação. Este provete desenvolve grande deformação para níveis de carga elevada, praticamente constante, quando os valores da deformação vertical são superiores a cerca de 5 mm. Esta evolução da curva de força-deformação vertical indica um comportamento dúctil do provete. O provete com conector de malha CSM (Provete 1) apresenta uma menor capacidade de carga e também uma capacidade de deformação mais reduzida. Neste provete, observa-se uma perda gradual da capacidade de carga, que se desenvolve logo a partir do momento em que é atingida a carga máxima. O provete com conector de malha BIAX (Provete 5) apresenta uma elevada capacidade de carga, próxima da que foi obtida para o Provete 2, com conector de malha TRIAX. No entanto, este provete apresenta uma reduzida capacidade de deformação. Tal como ocorreu com o Provete 1, o Provete 5 atinge a capacidade de carga máxima e logo a seguir desenvolve uma perda de carga gradual, para níveis de deformação ainda reduzidos. Este comportamento do provete com conector de malha BIAX não era esperado, pois analisando as curvas de tensão-extensão, apresentadas na Figura 4.10, verifica-se que, até atingir a carga máxima, o material apresenta uma capacidade de deformação semelhante à que é medida no material TRIAX. No entanto, a sua capacidade de carga é bastante inferior à que é obtida nos provetes com material de malha TRIAX e não se verifica a perda de carga gradual, que ocorre nesse mesmo material.

Os conectores com malha BIAX e TRIAX possuem a mesma quantidade de fibras alinhadas a $\pm 45^\circ$. Para além destas, o conector com malha TRIAX possui também uma elevada quantidade de fibras alinhadas a 0° . Na Figura 4.10 verifica-se que estes dois materiais apresentam uma elevada capacidade de deformação, apresentando porém tensões máximas bastantes distintas. Conclui-se que as fibras alinhadas a 0° contribuem mais significativamente para a capacidade resistente do material e as fibras orientadas a 45° contribuem mais para a sua capacidade de deformação.

Tal como foi anteriormente referido, foi medida a quantidade de fibras de aço que passa nos furos dos conectores. O provete com conector BIAX apresenta uma quantidade de fibras de aço (Quadro 4.5) a passar pelos furos inferiores do conector muito reduzida, quando comparada com a correspondente quantidade medida nos restantes provetes. No ensaio de espalhamento realizado com o betão utilizado na betonagem da camada inferior do Provete 5

mediu-se um diâmetro médio que é também menor do que o obtido nos ensaios de espalhamento realizados com os betões das restantes amassaduras. Conclui-se que durante a colocação do conector foi empurrada uma maior quantidade de fibras para a camada de recobrimento, devido ao betão apresentar menor fluidez.

O Provete 5, com conector BIAX, apresenta uma carga de fendilhação muito elevada. Esta carga é identificada através da primeira alteração observada na evolução da curva de força-deslocamento. Neste provete, a carga de fendilhação coincide com a carga de rotura, e coincide também com a carga de fendilhação registada experimentalmente. No entanto, considera-se que previamente a esta carga de fendilhação “visível”, o provete deve ter sofrido alguma micro-fendilhação. Deste modo, as fendas correspondentes foram costuradas pela elevada quantidade de fibras de aço presentes na camada de recobrimento, permitindo que este provete atingisse uma carga de fendilhação “visível” tão elevada. Como o conector possui uma capacidade de carga relativamente baixa, quando abre a primeira fenda, este não tem capacidade resistente para responder à elevada carga transmitida, sofrendo uma rotura frágil.

Na Figura 4.40 são apresentadas as curvas totais de carga-deslocamento a meio vão, dos provetes com conectores descontínuos (Provete 3, Provete 4 e Provete 6). Os Provetes 3 e 4 foram sujeitos a um carregamento de flexão em quatro pontos e o Provete 6 a um carregamento de flexão em três pontos.

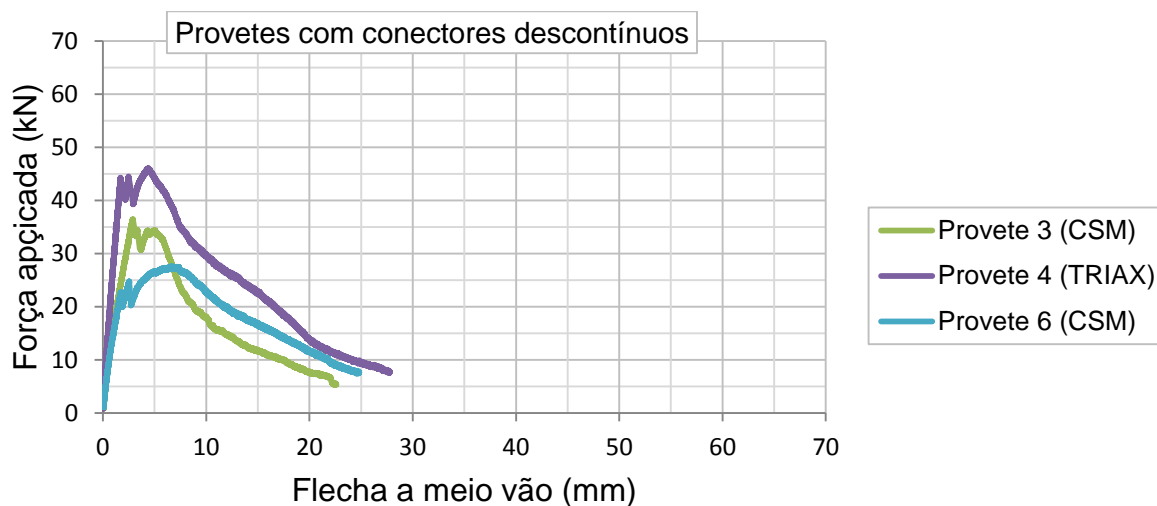


Figura 4.40: Curva força-flecha a meio vão, dos provetes com conectores descontínuos

Em geral, verifica-se que os provetes com conectores descontínuos apresentam menor capacidade de carga e menor capacidade de deformação do que os provetes com conectores contínuos. Observa-se novamente que o provete com conector de malha TRIAX apresenta

maior capacidade de carga que o provete com conector de malha CSM. Os provetes com conectores descontínuos exibem uma capacidade de deformação muito semelhante entre si, ao contrário do que se observou nos provetes com conectores contínuos. Nestes provetes, as fendas na camada inferior evoluem nas secções transversais onde o conector é interrompido, pelo que este não contribui para controlar a respetiva abertura. Os 3 provetes apresentam perdas de carga instantâneas quando ocorre a abertura das fendas na camada inferior. Após essa perda de carga instantânea, que resulta da abertura das fendas na camada inferior de betão, dá-se uma recuperação total ou parcial da capacidade de carga. Considera-se que esta recuperação se deve à contribuição das fibras de aço. O Provede 6 apresenta uma maior recuperação pois a primeira fenda surgiu numa secção transversal onde o conector não era interrompido. Deste modo, o conector foi capaz de contribuir para o controlo da abertura da fenda e para a capacidade de carga do provete. A segunda fenda, que apresentou maior evolução, surgiu na secção onde o conector era interrompido.

Na Figura 4.41 e na Figura 4.42 é apresentada a fase de comportamento elástico das curvas de força-deslocamento a meio vão, obtidas nos provetes com conectores contínuos e nos provetes com conectores descontínuos.

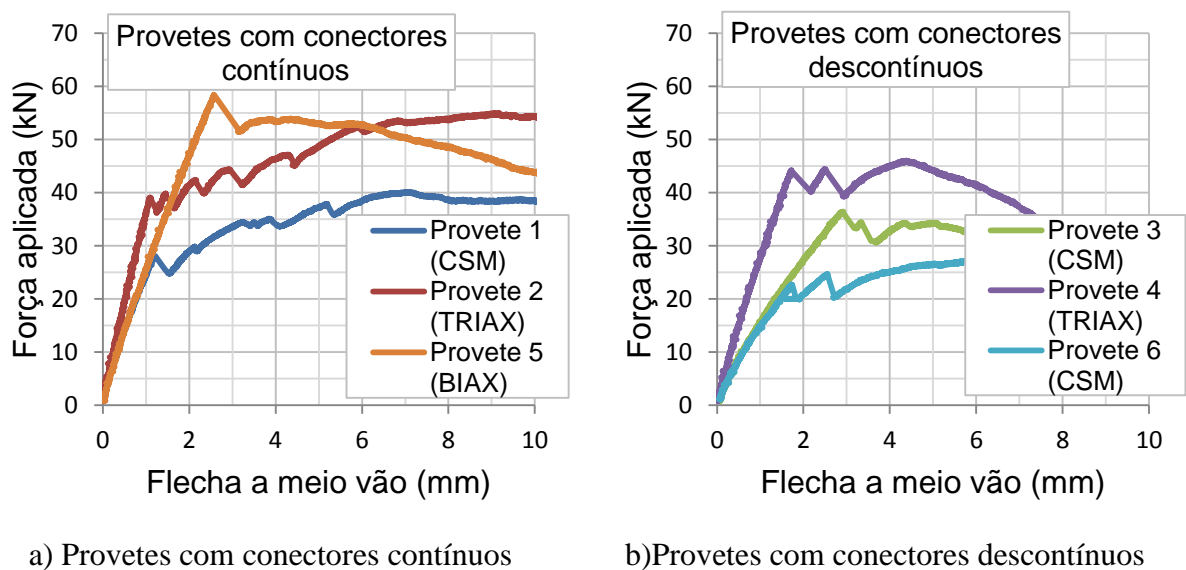
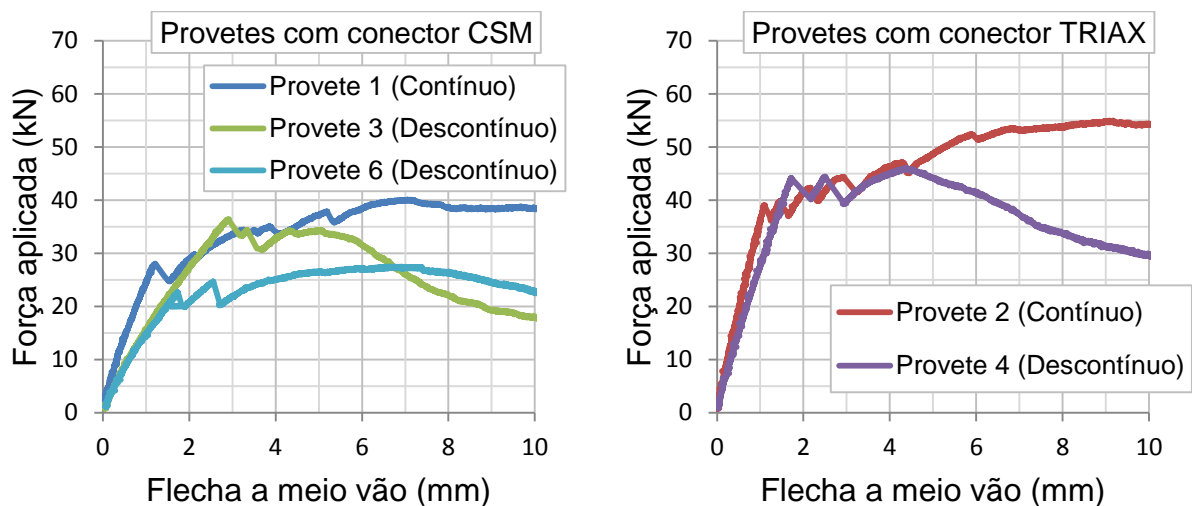


Figura 4.41: Curva inicial dos deslocamentos a meio vão

Na Figura 4.41 observa-se que os provetes com conector TRIAX apresentam sempre maior rigidez que os provetes com conectores de malha CSM ou BIAX. Estes dois últimos apresentam rigidezes muito semelhantes entre si. Este comportamento é compatível com as características destes materiais, já que o módulo de elasticidade do GFRP de malha CSM, é igual a 14.35 GPa, e o módulo de elasticidade do GFRP de malha BIAX é igual a 14.42 GPa e

em ambos os casos a espessura dos correspondentes conectores é também semelhante: 2 mm para o conector com malha CSM e 2.4 mm para o conector com malha BIAx. Nos conectores com malha TRIAX, a espessura utilizada é igual a 6 mm e o correspondente módulo de elasticidade igual a 20.97 GPa. A maior espessura do conector e o módulo de elasticidade mais elevado fazem com que o comportamento dos Provetes 2 e 4 sejam mais rígidos que os restantes.

Os Provetes 1 e 2 foram previamente sujeitos a um ensaio termo-mecânico, que consistiu na aplicação de uma temperatura elevada na camada inferior dos painéis *sandwich*. No decorrer desse ensaio, os provetes 1 e 2 sofreram fissuração. No entanto, não se observa uma degradação da rigidez, derivada desta solicitação que foi imposta aos provetes. Comparando a curva carga-deformação, em regime elástico do Provede 1, pré-fendilhado, com a curva carga-deformação do Provede 5, observa-se que ambos apresentam uma rigidez muito semelhante. Estes provetes possuem conectores com espessuras e módulos de elasticidade muito semelhantes.



a) Provetes com conectores de malha CSM b) Provetes com conectores de malha TRIAX

Figura 4.42: Curva inicial dos deslocamentos a meio vão

Observando a Figura 4.42, pode ainda concluir-se que os provetes com conectores contínuos apresentam maior rigidez que os provetes com conectores descontínuos.

No Quadro 4.11 são apresentadas as cargas de fendilhação e as cargas máximas obtidas para todos os provetes.

Quadro 4.11: Carga de rotura e carga de fendilhação dos seis provetes

Provete	Descrição	Carga máxima (kN)	Carga de fendilhação (kN)	Carga de fendilhação (%)
1	CSM contínuo	40.12	28.00*	
2	TRIAX contínuo	60.98	36.40*	
3	CSM descontínuo	36.47	36.32	99.59
4	TRIAX descontínuo	46.02	44.16	95.96
5	BIAX contínuo	58.44	58.44	100.00
6	CSM descontínuo	27.56	22.52	81.71

* Os provetes 1 e 2 já se encontravam fendilhados antes do ensaio de flexão simples. Os valores apresentados correspondem à primeira variação verificada no comportamento das curvas de força-deslocamento, destes provetes.

Verifica-se que os provetes com conectores contínuos apresentam valores de carga máxima superiores aos provetes com conectores descontínuos, sendo esta diferença superior nos provetes com conectores de malha TRIAX. O Provete 6 apresenta cargas inferiores aos restantes provetes com conector de malha CSM, devido à alteração na distribuição dos esforços.

4.7.2 Ligação entre o conector de GFRP e as camadas de betão

Na Figura 4.43 são apresentados os deslocamentos relativos, que foram medidos nas extremidades do provete entre as camadas de betão e um dos conectores do provete. No provete 1 esta medição não foi realizada devido a dificuldades técnicas. O LVDT 1 mede o deslocamento relativo entre o conector e a camada superior de betão e os LVDT 14 mede o deslocamento relativo entre o conector e a camada inferior do betão. As medidas registadas apresentam valores positivos quando o ponteiro do LVDT avança e valores negativos quando este recua.

Deste modo, e tendo em consideração a forma como os suportes dos transdutores são colocados nos provetes, uma interação parcial entre o conector e as camadas de betão resultaria em leituras com valor negativo para o LVDT 1 e em leituras com valor positivo para o LVDT 14.

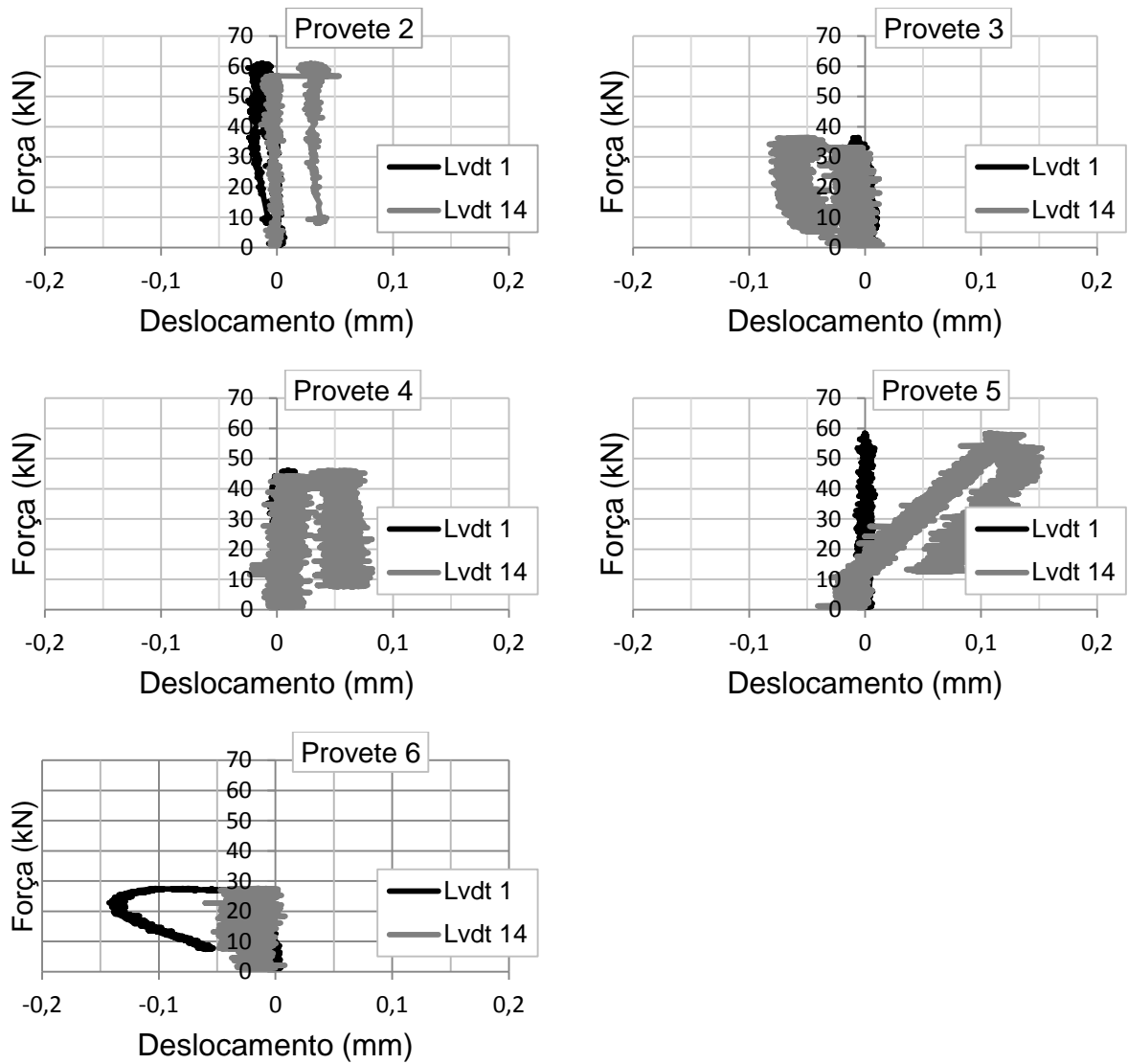


Figura 4.43: Escorregamento entre o conector e as camadas de betão

Verifica-se, com exceção para o Provete 6, que os valores de escorregamento medidos entre o conector e a camada superior de betão são muito reduzidos (LVDT 1), o que significa, que a interação entre o conector e a camada superior é total ou quase total. Os valores medidos do escorregamento entre a camada inferior e o conector são mais elevados e apresentam ao sentido esperado para o caso de interação parcial, com exceção do Provete 3 e do Provete 6. O Provete 6 apresentou valores de escorregamento medidos ente o conector e a camada inferior quase nulos.

Próximo do meio vão não foram realizadas medições de escorregamento, porém, após o ensaio o betão que envolve os conectores foi removido com um martelo pneumático e a olho nu não foi observado nenhum indício de deslocamentos relativos entre o betão e o conector e

não se verificou esmagamento do betão dentro dos furos. Na Figura 4.44 pode-se observar que, mesmo próximo de uma fenda existe uma adesão perfeita entre o conector e o betão.

Na Figura 4.45 observa-se que os furos inferiores do conector não estão totalmente embebidos na camada inferior de betão, o que resulta de uma deficiente betonagem do Provetete 5. Possivelmente devido a este defeito, foi verificado neste provete um escorregamento superior entre o conector e a camada inferior de betão, de valor máximo igual a 0.15 mm. Apesar disso, verifica-se que este conector apresenta uma boa adesão ao betão. Parte da camada de betão mantém-se "agarrada" ao conector mesmo após a remoção da restante camada de betão envolvente.



Figura 4.44: Adesão do betão ao conector, próximo da abertura de fendas



Figura 4.45: Defeito na betonagem do Provetete 5

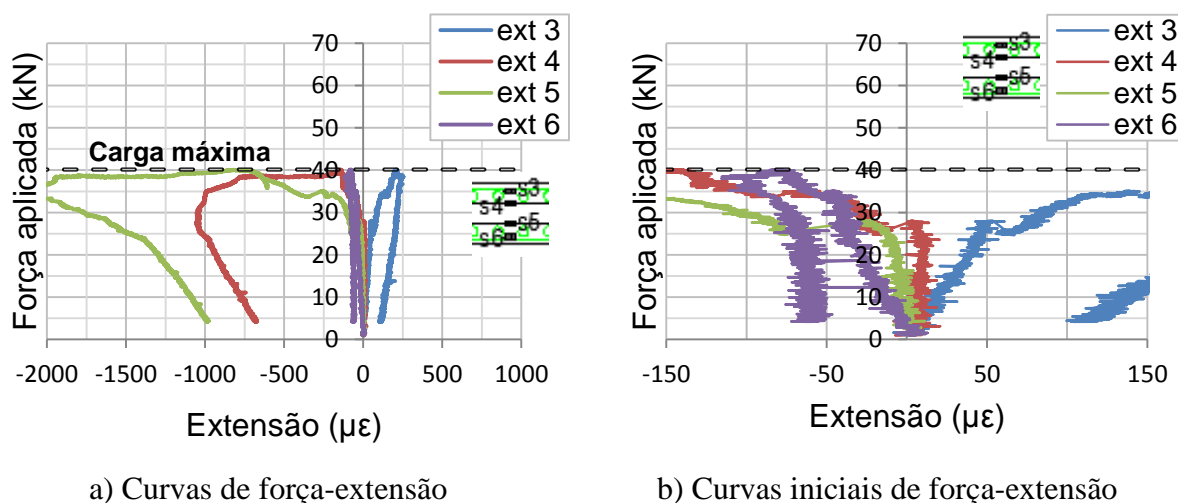
4.7.3 Extensão nos conectores de GFRP

Na Figura 4.46, na Figura 4.47 e na Figura 4.50 são apresentadas as extensões monitorizadas a meio vão em 4 posições da mesma secção transversal de um dos conectores contínuos, colocado nos Provetes 1, 2 e 5. Na Figura 4.48, na Figura 4.49 e na Figura 4.51 são apresentadas as extensões monitorizadas a meio vão em 4 posições da mesma secção transversal de um dos conectores descontínuos, colocado nos Provetes 3, 4 e 6.

Nos 6 provetes são analisadas as extensões medidas a meio vão, onde foram colocados 4 extensómetros em um dos conectores, em 4 posições da mesma secção transversal e 2 extensómetros no outro conector também a meio vão, numa secção equivalente. Na Figura 4.19 foi apresentada a posição dos extensómetros colocados nos conectores contínuos e na Figura 4.20 foi apresentada a posição dos extensómetros colocados nos conectores descontínuos. Com esta instrumentação pretende-se entender o desenvolvimento das extensões na secção transversal do conector e perceber se os dois conectores são igualmente

solicitados. Nos gráficos apresentados neste subcapítulo, o sinal negativo corresponde a extensões de tração e o sinal positivo a extensões de compressão. De forma a ser perceptível as curvas em cada gráfico, não foi possível colocar os gráficos referentes a cada provete à mesma escala.

No Provete 1 (Figura 4.46.b) observa-se que na fase inicial do ensaio, os dois extensómetros superiores medem extensões de compressão e os dois extensómetros inferiores medem extensões de tração. Verifica-se que os valores medidos são de grandeza similar (os valores medidos por ext 3 são similares aos valores medidos por ext 6 e o mesmo acontece com o ext 4 e o ext 5), o que mostra que o eixo neutro da secção está aproximadamente a meia altura do provete, tal como seria de esperar, dada a simetria da secção. A mesma conclusão pode ser retirada da Figura 4.47.b, relativamente ao Provete 2.



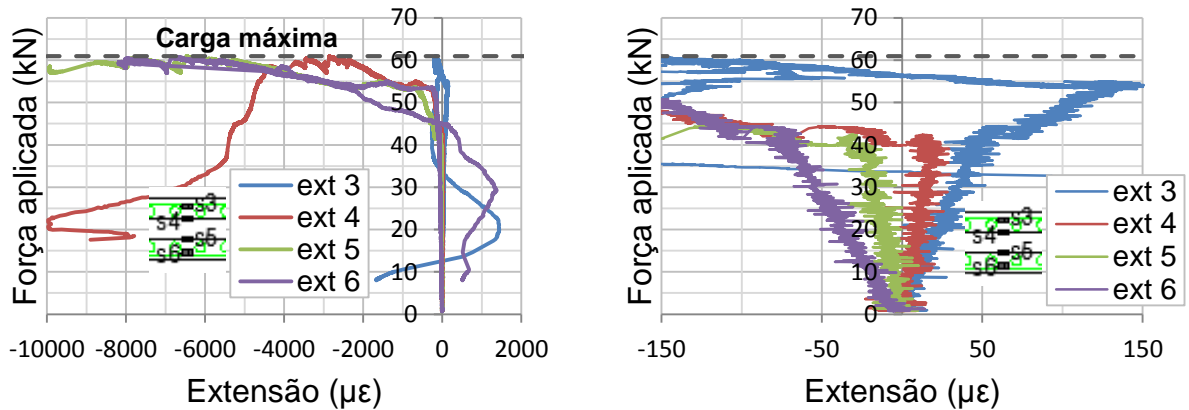
a) Curvas de força-extensão

b) Curvas iniciais de força-extensão

Figura 4.46: Extensões medidas a meio vão, no conector contínuo de malha CSM (Provete 1)

Na Figura 4.46 b) verifica-se que até aos 28 kN as curvas de força-extensão são lineares. Neste momento deve ter ocorrido uma evolução mais significativa das fendas pré-existent, que não foi observada durante o ensaio (essa abertura das fendas existentes apenas foi observada para uma carga de 32 kN). Após os 28 kN verifica-se uma subida do eixo neutro, que é comprovada pelo registo de um grande incremento das extensões de tração nos extensómetros ext 4 e ext 5 colocados a meio da secção transversal do conector, distanciados de 60 mm. Os extensómetros 3 e 6 são colocados no limite superior e inferior do conector, o ext 3 está acima do furo superior e o ext 6 abaixo do furo inferior. Esta subida do eixo neutro resulta da elevada fendilhação da camada inferior de betão. As mesmas observações podem ser feitas em relação ao Provete 2, onde se observa a mesma mudança na evolução das extensões. No entanto, neste provete observa-se que a carga a partir da qual a fendilhação se

altera é superior à que foi medida no Provete 1 e verifica-se que no ext 5 e no ext 6 se desenvolvem elevados valores de extensão que não são atingidos no extensómetros colocados no Provete 1. Estes elevados valores de extensão resultam numa maior capacidade de rotação na secção transversal que ao longo do painel se traduz numa maior capacidade de deformação vertical.



a) Curvas de força-extensão

b) Curvas iniciais de força-extensão

Figura 4.47: Extensões medidas a meio vão, no conector contínuo de malha TRIAX (Provete 2)

No Provete 3 e no Provete 4, o conector é descontínuo. Nos provetes com conectores descontínuos verificam-se extensões menores, visto que a fenda dominante verificada no betão abriu mais afastada do meio vão, a aproximadamente 30 cm de meio vão.

Neste caso, verifica-se uma descontinuidade nos diagramas de extensões. Os valores de extensão medidos por ext 4 são de tração e os valores de extensão medidos por ext 5 são próximos de zero. As extensões medidas em cada provete são próximas entre si, quando comparamos o mesmo nível de carga, e os extensómetros são colocados em posições similares nos dois provetes. Os dois provetes apresentam um comportamento de interação parcial.

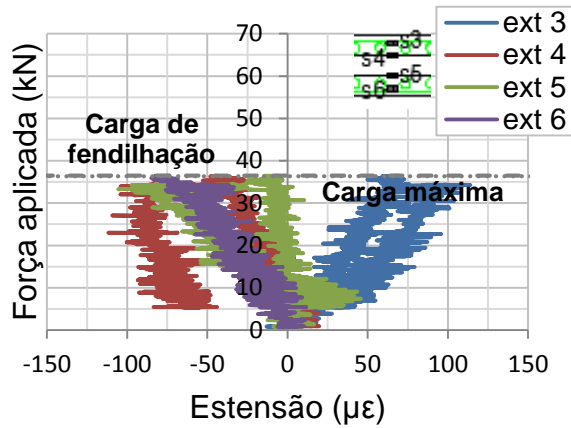


Figura 4.48: Extensões medidas a meio vão, no conector descontínuo de malha CSM (Provete 3)

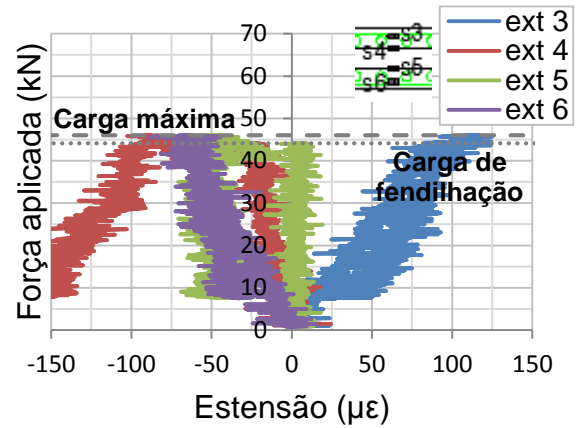
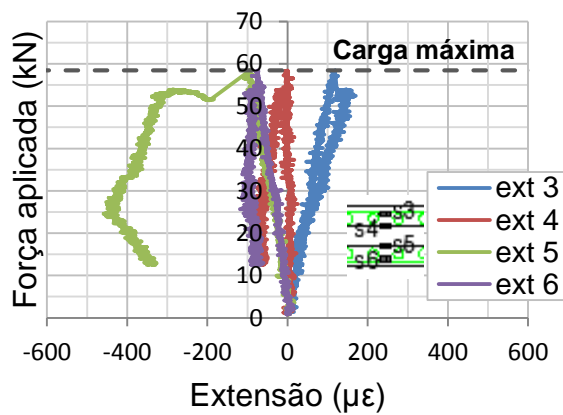
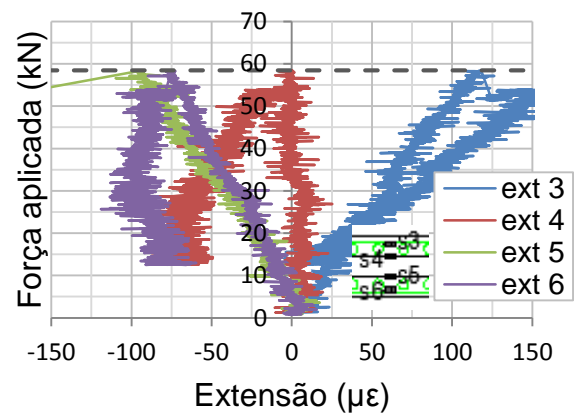


Figura 4.49: Extensões medidas a meio vão, no conector descontínuo de malha TRIAX (Provete 4)

No Provete 5 (Figura 4.50) os valores de extensão não apresentam simetria, o que pode resultar dos defeitos de betonagem já atrás identificados. Verifica-se também que após ser atingida a carga máxima, os valores de extensão tendem a manter ou diminuir a respetiva grandeza, o que mostra que o material praticamente esgotou a sua capacidade de deformação.



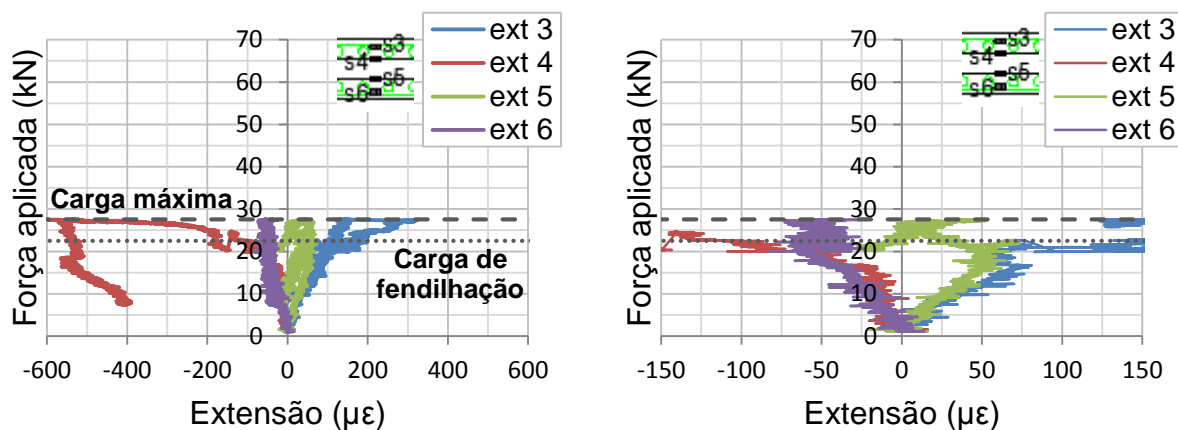
a) Curvas de força-extensão



b) Curvas iniciais de força-extensão

Figura 4.50: Extensões medidas a meio vão, no conector contínuo de malha BIAX (Provete 5)

No Provete 6 verifica-se um comportamento de interação parcial ou nula. Até ao início da fendilhação observa-se um comportamento linear e constata-se que em ambas as camadas são obtidas extensões de compressão e tração, de valores aproximados.



a) Curvas de força-extensão

b) Curvas iniciais de força-extensão

Figura 4.51: Extensões medidas a meio vão, no conector descontínuo de malha CSM

(Provete 6)

As extensões no segundo conector foram monitorizadas também a meio vão, nas mesmas posições do primeiro conector, mas apenas foram colocados dois extensómetros na parte inferior do conector. O extensómetro 6 e 8 foram colocados em conectores diferentes mas em posições equivalente, abaixo do furo inferior. Os extensómetros 5 e 7 também foram colocados em conectores diferentes, em posições equivalentes mas acima do furo inferior.

Na Figura 4.52: Extensões nos conectores do Provete 6 são apresentadas as extensões nos dois conectores do Provete 6.

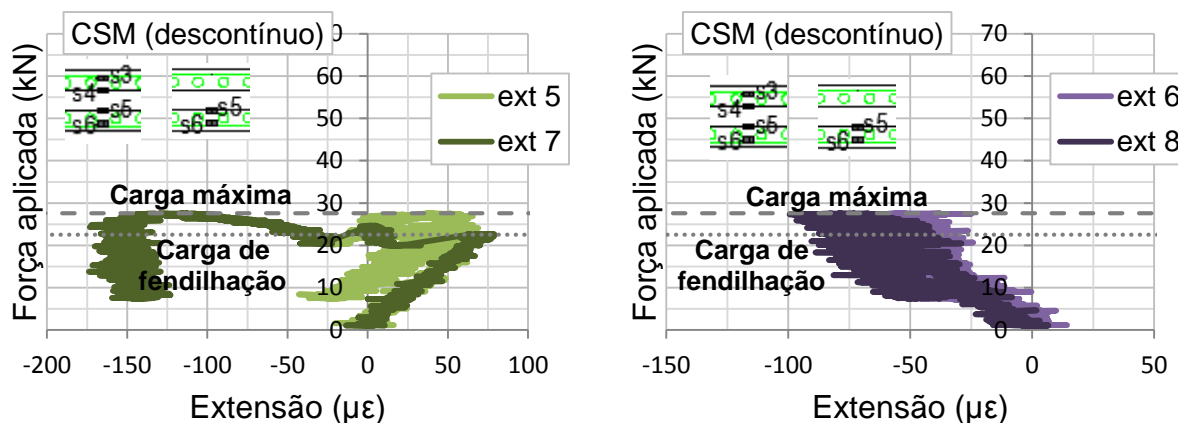


Figura 4.52: Extensões nos conectores do Provete 6

No ANEXO II são apresentadas as extensões nos restantes 5 provetes (Provete 1, Provete 2, Provete 3, Provete 4 e Provete 5). Em todos os provetes, tal como se verifica na Figura 4.52, referente ao Provete 6 as extensões nos dois conectores são bastante similares até ao início da fendilhação. Após a abertura de fendas, estas induzem a uma distribuição desequilibrada de forças pelos dois conectores.

4.7.4 Grau de interação

O grau de interação (k) dos provetes é calculado através de interpolação de inércias, com interação nula (I_{nc}) e interação total do painel (I_c), através da equação (2.1), onde I_{exp} é a inércia do provete determinada experimentalmente.

No Quadro 4.12 e na Figura 4.53 são apresentados os valores do momento de inércia experimental, determinado para todos os 6 provetes, de acordo com as equações apresentadas no ANEXO III.

Quadro 4.12: Momento de inércia determinado experimentalmente

Provete	Tipologia	m	Inércia experimental (I_{exp})
1	CSM contínuo	26468*	2,19E-04
2	TRIAX contínuo	38320*	3,17E-04
3	CSM descontínuo	16670	1,64E-04
4	TRIAX descontínuo	27656	2,38E-04
5	BIAX contínuo	24373	2,40E-04
6	CSM descontínuo	17451	1,29E-04

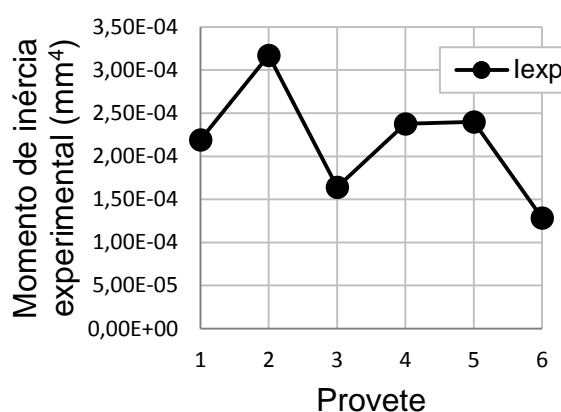


Figura 4.53: Momento de inércia determinado experimentalmente

* Os Provete 1 e 2 já se encontravam pré-fendilhados mas como já foi referido no ponto 4.7.1 esta fendilhação não afetou significativamente a rigidez inicial destes provetes.

Através da comparação do momento de inércia dos Provetes 1 e 2, contínuos, com o momento de inércia dos Provetes 3 e 4, descontínuos, é visível que os provetes com conectores descontínuos apresentam menor inércia. O momento de inércia do Provete 3 (descontínuo de malha CSM) é 25,079% menor que o momento de inércia do Provete 1 (contínuo de malha CSM) e o momento de inércia do Provete 4 (descontínuo de malha TRIAX) é 25,077% menor que o momento de inércia do Provete 2 (contínuo de malha TRIAX). Verifica-se então que, os provetes descontínuos (independentemente da malha) apresentam um momento de inércia reduzido de 25%.

No ANEXO III, são apresentados os cálculos do momento de inércia, dos provetes, considerando interação total e interação nula. No caso dos provetes com conectores contínuos,

no cálculo do momento de inércia, com interação total, é aplicada uma redução de 25%, com exceção do Provete 6. Como o Provete 6 foi sujeito a um carregamento com configurações diferentes, não é possível extrapolar esta redução, para este provete. Para perceber qual a redução a aplicar seria necessário fazer uma modelação numérica. Neste caso foi calculado o momento de inércia, para interação total, considerando conectores contínuos. O momento de inércia, sem interação, dos provetes com conector descontínuo é calculado a partir da soma das inércias individuais das camadas de betão, desprezando a contribuição do conector.

No Quadro 4.13 é apresentado o valor do momento de inércia com interação total (I_c), com interação nula (I_{nc}) e novamente o momento de inércia experimental (I_{exp}), necessários para o cálculo do grau de interação, que é também apresentado, para todos os provetes.

Quadro 4.13: Grau de interação em regime elástico

Provete	Tipologia	Inércia com interação total (I_c)	Inércia sem interação (I_{nc})	Inércia experimental (I_{exp})	k (%)
1	CSM contínuo	4,68E-04	3,61E-05	2,19E-04	42,36
2	TRIAX contínuo	4,69E-04	4,95E-05	3,17E-04	63,84
3	CSM descontínuo	3,52E-04	3,70E-05	1,64E-04	40,42
4	TRIAX descontínuo	3,53E-04	4,28E-05	2,38E-04	62,87
5	BIAX contínuo	4.7404E-04	4,67E-05	2.40E-04	45,23
6	CSM descontínuo	4.7085E-04	4,53E-05	1.29E-04	19,58

* Os provetes 1 e 2 encontravam-se pré-fendilhados, porém conclui-se que a rigidez inicial destes provetes aparenta ser muito próxima à rigidez destes em regime elástico.

Conclui-se que os provetes com conectores de malha TRIAX apresentam um grau de interação superior aos provetes com malha CSM e BIAX, e o grau de interação dos provetes de malha CSM e BIAX é muito semelhante, com exceção do Provete 6. Neste verifica-se que, a alteração na aplicação de carga afetou o grau de interação, apresentando este provete um grau de interação baixo.

Na Figura 4.54, pode-se ver que o momento de inércia obtido experimentalmente está no intervalo das inércias calculadas com interação total e interação nula.

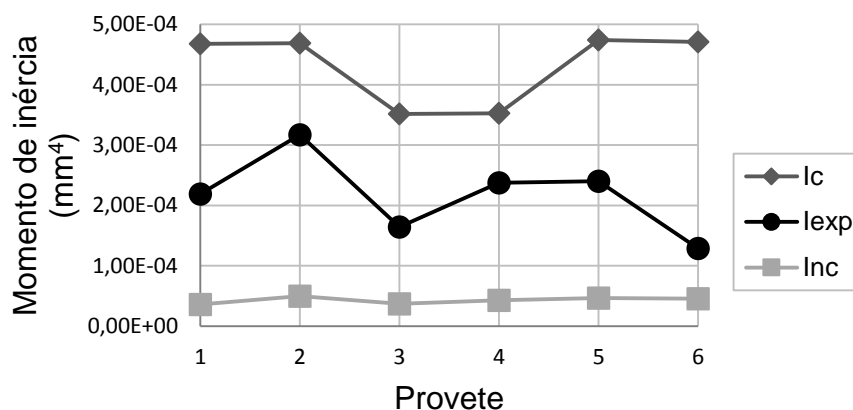


Figura 4.54: Momento de inércia com interação nula, interação total e experimental

Na Figura 4.55 são exibidas as cargas de fendilhação calculadas de acordo com as equações apresentadas no ANEXO III, para o caso de interação total, interação nula e a carga de fendilhação expectável para o grau de interação estimado para cada provete. É também apresentada a carga, para a qual se verificou, nas curvas de carga-deformação, uma variação do comportamento. Para os Provetes 3, 4, 5 e 6 esta carga corresponde ao instante em que se observou a abertura da primeira fenda. A carga de fendilhação observada experimentalmente foi apresentada no Quadro 4.11.

Os provetes 1 e 2 já se encontravam pré-fendilhados devido a um ensaio termo-mecânico, onde foram sujeitos a uma variação de temperatura. Existe apenas registo da carga para a qual se verificou o início da evolução das fendas pré-existent e não a carga de início de fendilhação.

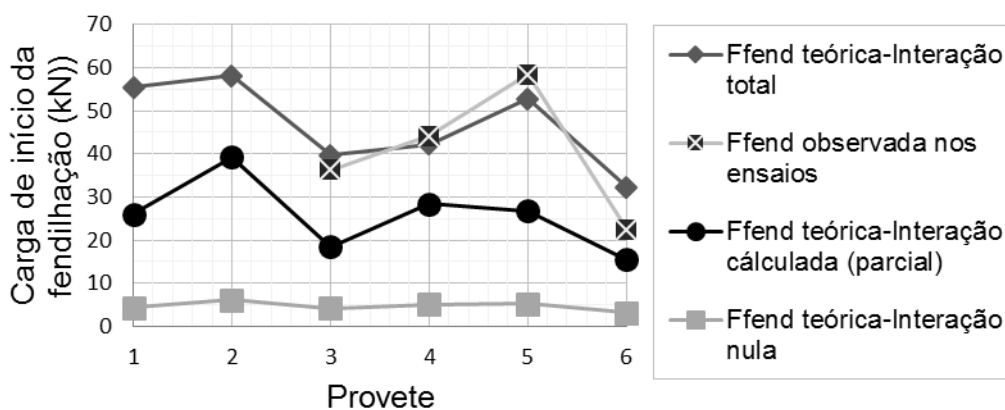


Figura 4.55: Carga de fendilhação

Este gráfico dá a ideia que as cargas de fendilhação teóricas, calculadas com interação total estão muito próximas das cargas de fendilhação observadas no ensaio. Isto contradiz o gráfico

anterior. Parece que a fendilhação acontece sempre um pouco tarde em relação ao previsto. Especialmente nos provetes 4 e 5, dá claramente a ideia que a fendilhação deveria ter acontecido mais cedo. Com este gráfico ficamos com a opinião que a interação é total e não parcial. No entanto, a tardia deteção das fendas (graficamente e experimentalmente) deve-se ao contributo das fibras de aço, que costuram as fendas. Antes da deteção das primeiras fendas deve ter ocorrido micro-fendilhação, mas devido à existência de fibras de aço, as fendas são visíveis para uma carga maior, dando a ideia da carga de fendilhação ser mais elevada.

Na Figura 4.56, na Figura 4.57 e na Figura 4.58 são apresentas as extensões medidas no conector dos Provetes 3, 4 e 6, em 4 posições da secção transversal, a meio vão para diferentes níveis de carregamento, em regime elástico. A preto são apresentas as extensões teóricas calculadas de acordo com as equações do ANEXO III, considerando uma interação total.

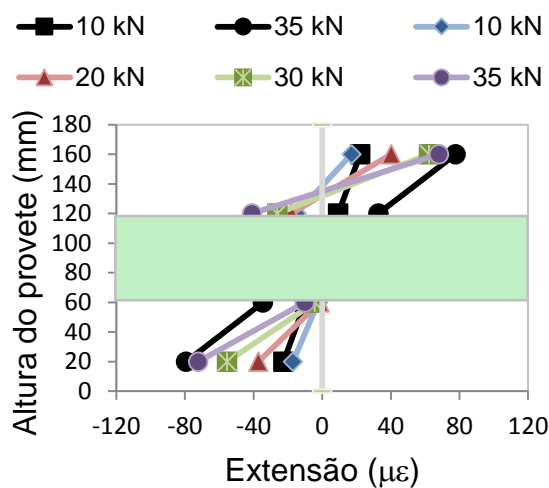


Figura 4.56: Extensões verificadas no conector do Provede 3 (CSM)

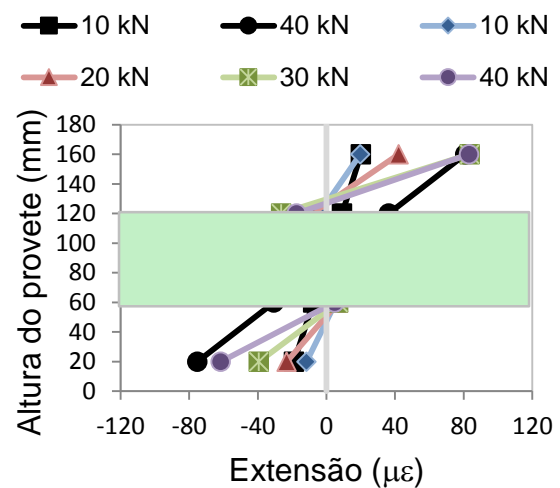


Figura 4.57: Extensões verificadas no conector do Provede 4 (TRIAX)

Verifica-se que os Provetes 3 e 4 apresentam um comportamento característico de uma interação parcial. O conector embebido na camada superior de betão apresenta extensões de tração e compressão. No caso de uma interação total esta zona deveria apresentar apenas extensões de compressão, visto estarem acima do eixo neutro da secção.

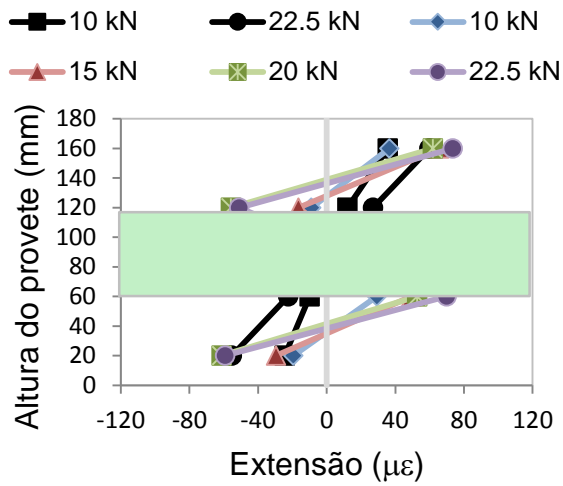


Figura 4.58: Extensões verificadas no conector do Provete 6 (CSM)

O Provete 6 apresenta um comportamento de interação quase nula, confirmando o grau de interação baixo determinado anteriormente. Neste provete pode-se verificar a existência de um eixo neutro em cada camada de betão. Apresentando as duas camadas um funcionamento individual ou quase individual.

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE PAREDE DE TIPO *SANDWICH*

5.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado um programa experimental que reúne os ensaios realizados em 6 painéis de parede do tipo *sandwich* com dimensões à escala real e com composição similar à dos provetes apresentados nos capítulos anteriores: duas lâminas de betão separadas entre si por uma camada de material de isolamento, mas unidas por conectores planos perfurados, realizados em GFRP.

Num dos painéis testados, é utilizado um conector diferente daqueles que foram já utilizados nos ensaios apresentados no Capítulo 3 e no Capítulo 4. Neste painel é usado um conector em formato de pino e realizado em GFRP.

Nesta campanha são realizados dois ensaios distintos, sendo um deles não destrutivo. Nesse primeiro ensaio, os 5 painéis com conectores planos perfurados de GFRP são submetidos a um carregamento axial, que atua apenas na camada interior de betão. Este carregamento é equivalente à reação de uma laje. Com este ensaio pretende-se analisar o comportamento axial das paredes, obtendo-se parâmetros que permitam posteriormente validar modelos numéricos desenvolvidos.

No segundo ensaio, os 6 painéis de parede *sandwich* são submetidos a um carregamento axial e lateral simultâneo. As paredes estruturais devem oferecer adequada resistência a cargas horizontais atuantes no plano da parede e controle de deformação em regiões sísmicas. Visa-se então com este ensaio compreender o comportamento sísmico dos painéis de parede *sandwich* e obter dados experimentais para calibrar modelos numéricos deste tipo de painéis. Necessitando estas paredes de estudos específicos devido às suas características básicas (por exemplo, espessura, reforço, detalhes construtivos, etc), que diferem completamente das paredes tradicionais. Nestes painéis a armadura tradicional é substituída por fibras de aço embebidas nas duas camadas de betão e betonadas com orientação aleatória. A ligação entre as

duas camadas de betão é efetuada através de conectores de GFRP, nunca antes estudados sobre carregamento sísmico.

5.2 Geometria dos provetes de ensaio

Neste programa experimental são estudados 6 painéis de parede *sandwich* quadrados com 2 m. Os painéis de parede estudados têm apenas 2 m de altura, não tendo a altura real dos painéis devido à limitação de altura dada pelo esquema de ensaio. Em geral o pé-direito dos edifícios ronda entre os 2.7 m e os 3 m.

Todos os painéis possuem uma viga de fundação maciça com 15 cm de altura e 18 cm de largura, armada longitudinalmente com varões de aço com 8 mm de diâmetro e transversalmente com estribos espaçados de 10 cm, com diâmetro de 6 mm. O Painel 1 possui uma viga de 2.40 m de comprimento, sendo que nos restantes painéis a viga foi cortada para 2 m. A secção dos painéis é apresentada na Figura 5.1.

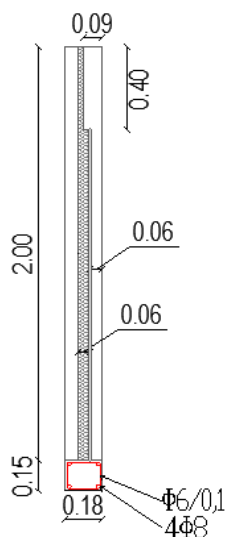


Figura 5.1:Secção [m]

Estes painéis são compostos por duas camadas de betão autocompactável, tendo a camada exterior 60 mm ao longo da altura do painel e a camada interior 60 mm em 1.60 m da altura e 90 mm nos 40 cm de topo. Entre as duas camadas de betão, os painéis possuem uma camada de isolamento térmico de poliestireno expandido (EPS) com 60 mm ao longo de 1.60 m da altura e 30 mm nos 40 cm de topo, dando uma espessura constante de 180 mm a todo o painel. A maior espessura da camada interior de betão, nos 40 cm posicionados junto ao topo do painel garante que este, quando colocado em serviço, não sofre esmagamento localizado do betão devido ao peso da laje que apoia unicamente na camada interior de betão.

Os esforços entre os dois panos de betão são transmitidos através de conectores. O Painel 1 possui conectores de GFRP em forma de pinos, com 12 mm de diâmetro e 18 cm de comprimento com extremidades biseladas, exibido na Figura 5.2.



Figura 5.2: Conector em forma de pino de GFRP

Os conectores utilizados nos restantes 5 painéis são de GFRP e a sua geometria consiste numa placa plana perfurada, com as dimensões apresentadas na Figura 5.3. O comprimento dos conectores varia com os painéis e com a respetiva posição no painel, estando cotado na Figura 5.5, na Figura 5.6, na Figura 5.7 e na Figura 5.8.

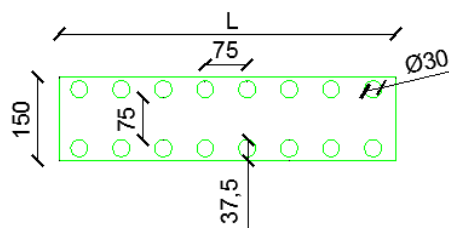


Figura 5.3: Dimensões do conector em forma de placa de GFRP, medidas em mm

No Quadro 5.1 são apresentadas resumidamente as características dos painéis relativamente ao tipo de conector, existência de abertura no painel e dimensões da viga de fundação.

Quadro 5.1: Características dos painéis

Painel	Conector de GFRP	Abertura	Dimensões da viga (m)
1	Pinos	Sem	2.40 × 0.15
2	Contínuo	Sem	2.00 × 0.15
3	Descontínuo	Sem	2.00 × 0.15
4	Descontínuo	Abertura	2.00 × 0.15
5	Descontínuo	Abertura	2.00 × 0.15
6	Descontínuo	Sem	2.00 × 0.15

Todos os 6 painéis possuem 2 varões de aço (Figura 5.4) embebidos na camada de betão interior no topo da parede, a meio metro das extremidades. Os varões têm um sistema roscado numa ponta, que permite serem aparafusados juntamente com uma corrente, de forma a levantar o

painel. Estes varões são apresentados na Figura 5.5, na Figura 5.6, na Figura 5.7 e na Figura 5.8, com cor rosa.



Figura 5.4: Sistema de levantamento do painel

O Painel, 1 apresentado na Figura 5.5, consiste numa parede *sandwich* quadrada com 2 m de lado onde são utilizados conectores de GFRP em forma de pino, e uma viga de fundação maciça de 2.40 m. Este painel foi fabricado pela empresa Mota-Engil e, como tal, as dimensões apresentadas foram fornecidas pela empresa.

Na Figura 5.6 são apresentadas as dimensões do Painel 2 com conectores contínuos de GFRP. Este painel possui dois conectores com 1.60 m, um com 1.50 m, dois com 0.40 m e mais dois com 0.25 m.

Todos os painéis possuem 4 furos quadrados posicionados acima da viga de fundação, que em fase de betonagem são preenchidos com blocos de esferovite. Estes furos são definidos para facilitar a fixação do painel na base.

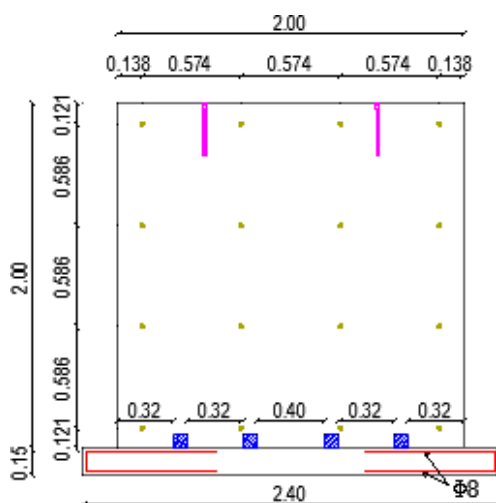


Figura 5.5: Parede sem abertura com conectores de pino, medidas em m – Painel 1

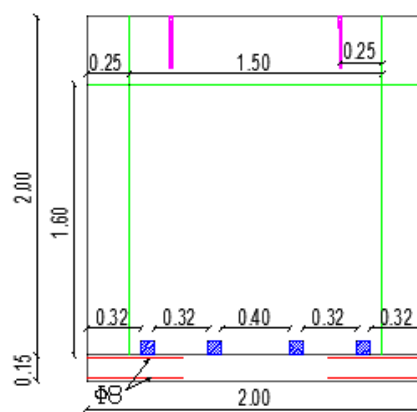


Figura 5.6: Parede sem abertura com conectores contínuos, medidas em m – Painel 2

São também estudados painéis com conectores descontínuos. As dimensões dos Painéis 3 e 6, sem abertura, são cotadas na Figura 5.7. Na Figura 5.8 são apresentadas as dimensões dos Painéis 4 e 5 e de todos os seus elementos constituintes. Estes últimos painéis apresentam uma abertura quadrada de 0.9 m no centro da parede *sandwich*.

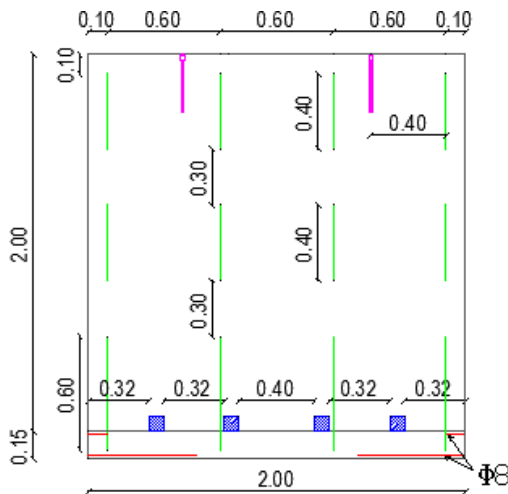


Figura 5.7: Parede sem abertura com conectores descontínuos, medidas em m – Painel 3 e Painel 6

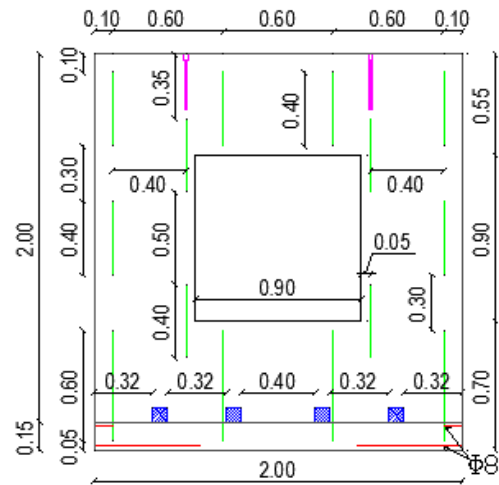


Figura 5.8: Parede com abertura com conectores descontínuos, medidas em m – Painel 4 e Painel 5

Em alguns painéis foram encontradas irregularidades resultantes da betonagem. A 0.40 m do topo, a camada de isolamento altera de espessura, sendo necessário colocar placas de EPS com a espessura definida para cada zona. Após a betonagem observou-se que o betão passou entre as placas de EPS, formando pequenas zonas de ligação sólida entre as duas camadas de betão. No Painel 1 observou-se em ambas as faces laterais uma ligação maciça de betão, com 20 mm e 10 mm de espessura. No Painel 3 foram também observadas estas ligações, com 5 mm e 7 mm de espessura. No Painel 4 e no Painel 6 esta ligação de betão entre as duas camadas foi apenas encontrada em uma das laterais, com espessura de 10 mm e 5 mm, respetivamente. No Painel 4, após os ensaios desmembrou-se o painel e neste processo foi possível verificar que esta ligação se estendia para o interior do painel, ao longo da largura deste, em 53 cm.

No Quadro 5.2 são apresentadas as espessuras medidas, em vários pontos dos 6 painéis.

Quadro 5.2: Espessuras reais das camadas de betão medidas mm]

Painel	a 0.4 m do topo						a 1.6 m da base						
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	
Camada interior	Média	92	90	87	89	91	96	49	66	58	66	61	63
	Mínimo	55	87	75	75	83	87	35	60	40	58	52	58
	Máximo	120	90	103	100	102	100	67	72	69	84	70	69
	Desvio padrão	23	1	10	7	7	5	12	5	11	12	4	4
Camada exterior	Média	67	62	64	60	63	56	75	57	71	63	64	61
	Mínimo	45	56	50	50	58	52	60	52	62	59	58	53
	Máximo	90	70	80	65	70	60	93	60	85	70	70	70
	Desvio padrão	17	5	11	5	5	3	11	3	8	7	4	6

Pode-se observar que as espessuras medidas diferem um pouco das medidas nominais definidas para a espessura das camadas de betão.

5.3 Fabrico dos provetes

Os conectores planos perfurados de GFRP foram fabricados no PIEP (Polo de Inovação em Engenharia de Polímeros), que fica situado no campus de Guimarães da Universidade do Minho e os conectores de GFRP, em forma de pinos são da marca comercial ComBAR, da SCHOECK.

Os 6 painéis de parede *sandwich* foram betonados na empresa Mota-Engil, numa unidade fabril de pré-fabricados, localizada em Rio Maior. A produção do betão autocompactável com fibras de aço (BACRFA) também foi realizada nesta unidade.

5.3.1 Conector de GFRP

Os conectores planos perfurados de GFRP, utilizados em 5 dos 6 painéis *sandwich* estudados nesta campanha experimental, utilizam uma malha CSM com 2 mm de espessura. Esta malha é composta por 5 mantas do tipo CSM MAT 450, caracterizada por possuir fibras aleatoriamente orientadas.

Os conectores com malhas tipo CSM foram também utilizados nas vigas *sandwich*, apresentadas no Capítulo 3 e nas faixas de parede *sandwich*, analisadas no Capítulo 4. A composição desta malha foi descrita no ponto 3.3.1.

5.3.2 Betonagem

A betonagem dos painéis foi realizada em diferentes dias, tendo sido betonado um painel por dia. Nos Painéis 3, 4 e 5 foram betonadas as duas camadas de betão com uma única amassadura, enquanto que, nos Painéis 2 e 6 foram feitas amassaduras distintas para a betonagem de cada camada de betão. A betonagem do Painel 1 foi realizada pelos técnicos da empresa Mota-Engil (sem acompanhamento dos técnicos da Universidade do Minho), tendo sido dada a indicação que foi usada uma única amassadura para a betonagem das duas camadas de betão.

No Quadro 5.3 é apresentada a composição base considerada nas diferentes amassaduras, desenvolvida pela empresa CiviTest (Barros, 2010), diferindo entre amassaduras apenas a quantidade de água.

Quadro 5.3: Composição do BACRFA (Barros, 2011)

Componentes	Quantidade	Unidade
Cimento I 42.5 R	413	Kg
Brita calcária, $\phi 12$	582	kg
Areia média	700	kg
Areia fina	233	kg
Água	*	L
Filler calcário	353	kg
Superplastificante, SIKA 3005 HM	7.83	kg
Fibras de aço, Wirand	60	Kg

* A quantidade de água usada em cada amassadura foi ajustada de forma a obter, em todas as amassaduras, medidas de espalhamento entre 720 mm e 740 mm.

No Quadro 5.4 é apresentada a quantidade de água usada em cada amassadura.

Quadro 5.4: Quantidade de água

Painel/camada	Quantidade de água (L)
2/exterior	148.0
2/interior	148.0
3/ambas	148.0
6/exterior	179.1
6/interior	186.9
5/ambas	174.7
1/ambas	174.7
4/ambas	182.4

Foi realizado apenas um molde para o fabrico dos 6 painéis, tendo sido este reutilizado. Este molde é constituído por um conjunto de tábuas de madeira tradicional, aparafusadas de modo a obter as dimensões desejadas para os painéis. Tal como nos moldes dos provetes apresentados nos Capítulos anteriores, também este foi sujeito a um tratamento específico para garantir a impermeabilização e facilitar o processo de desmolde.

O Painel 2, com conectores contínuos, foi o primeiro a ser produzido, de acordo com os seguintes procedimentos:

- Fixação dos conectores de GFRP de maior dimensão a uma estrutura metálica auxiliar, de forma a garantir o seu posicionamento no momento da betonagem;
- Posicionamento da estrutura metálica com os conectores no interior da cofragem;
- Posicionamento dos conectores com menores dimensões;
- Colocação dos blocos de EPS para obter os vazios necessários à fixação vertical do painel, durante o ensaio experimental;
- Betonagem da camada inferior, fazendo uso da estrutura metálica auxiliar para garantir o posicionamento dos conectores. Na Figura 5.9 pode-se observar que o conector tende a fletir quando sujeito à pressão do betão colocado de um dos lados;



Figura 5.9: Betonagem da camada inferior, do Painel 2

- Posicionamento dos blocos de EPS após retirar a estrutura metálica auxiliar. Na Figura 5.10 pode-se verificar o aspeto do Painel 2, após o posicionamento das placas de isolamento e do equipamento de içamento do painel. Observa-se também que a realização de uma camada de betão com maior espessura, junto ao topo do painel, é conseguida impondo uma diferença na espessura dos blocos de EPS;



Figura 5.10: Posicionamento dos blocos de EPS no Painel 2

- Betonagem da camada superior e nivelamento desta.

Uma das vantagens destes painéis é serem de execução simples e rápida. No entanto, verificou-se na produção deste painel alguns aspetos que dificultam o respetivo processo de fabrico industrializado. É necessário fixar os conectores a uma estrutura metálica, criando a necessidade de recortar pedaços pequenos de EPS, de forma a contornar os conectores. Este processo implica mais etapas no fabrico. Também a disposição dos conectores (contínuos), dificultou o preenchimento do molde pelo betão. Por estas razões os Painéis 3, 4, 5 e 6 foram produzidos seguindo o seguinte procedimento, ligeiramente diferente.

- Colocação dos blocos de EPS para obtenção dos vazios necessários à fixação vertical do painel, durante o ensaio experimental;
- Betonagem da camada inferior e nivelamento desta camada. Na Figura 5.11 é apresentada a betonagem da camada inferior de um painel com abertura. Nestes painéis, é necessário colocar um elemento pesado sobre a cofragem que garante a abertura, de forma a esta não emergir;

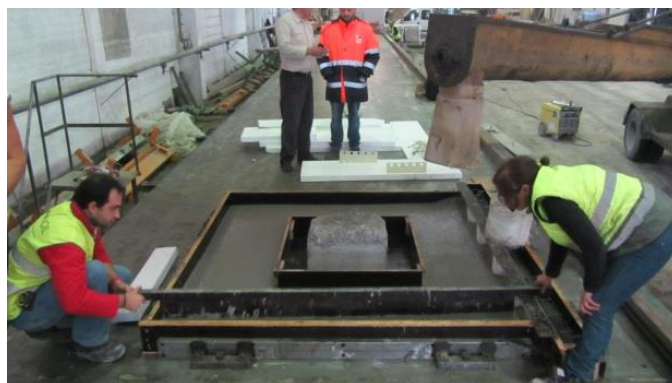


Figura 5.11: Betonagem da camada inferior, dos painéis com abertura

- Recorte das placas de EPS (Figura 5.12), de forma a fazer passar posteriormente os conectores por estes recortes. Desta forma, é possível utilizar as placas inteiras, em vez de as recortar em pequenos pedaços;



Figura 5.12: Recorte das placas de EPS

- Colocação das placas de EPS;
- Posicionamento dos elementos de içamento e dos conectores, como se pode observar na Figura 5.13;



Figura 5.13: Colocação dos conectores

- Betonagem da camada superior e nivelamento desta.

O Painel 1 foi betonado pela empresa Mota-Engil (sem colaboração dos técnicos da Universidade do Minho), seguindo um processo de produção bastante similar.

O facto de se colocar os conectores após a betonagem da camada inferior leva a que as fibras desta camada sejam empurradas para a frente do conector, verificando-se um número maior de fibras na respetiva camada de recobrimento.

Para caracterizar as propriedades do betão, de cada amassadura, foram extraídos provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura e provetes retangulares com 550 mm de comprimento e secção de 150 mm x 150 mm.

A betonagem e a cura dos painéis foram realizadas no interior da unidade fabril da Mota-Engil, sendo os painéis cobertos com uma tela plástica de forma a impedir a perda de água. A desmoldagem foi feita ao fim de 24h, e de seguida os painéis foram transportados para o Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, onde ficaram guardados até ao ensaio.

5.4 Caracterização dos materiais

Os ensaios de caracterização dos materiais não constam do trabalho desenvolvido, no âmbito desta dissertação. As propriedades dos materiais apresentadas são retiradas da tese de doutoramento de Lameiras (2014), realizada na Universidade do Minho, também no âmbito do projeto LEGOUSE.

5.4.1 Polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP)

Os conectores planos perfurados, usados no fabrico dos painéis, são iguais aos usados nos provetes do Capítulo 4, com malha CSM. Tendo sido apresentadas as propriedades destes conectores no Quadro 4.6.

5.4.2 Betão autocompactável reforçado com fibras de aço (BACRFA)

As propriedades do betão, das diversas amassaduras realizadas para produção dos 6 painéis ensaiados, são apresentadas no Quadro 5.5 e no Quadro 5.6. São apresentados os resultados obtidos nos ensaios de espalhamento, resistência à compressão, módulo de elasticidade e as propriedades à tração do betão.

No Quadro 5.5, para cada amassadura, é exibida a média dos 2 diâmetros medidos no ensaio de espalhamento, a resistência à compressão e extensão última, o módulo de elasticidade, a idade dos provetes aquando do ensaio de compressão e módulo de elasticidade, o número de provetes (Nr.) ensaiados e a covariância obtida nos resultados de cada ensaio.

Quadro 5.5: Propriedades do betão à compressão e módulo de elasticidade (Lameiras, 2014)

Painel/camada	Esp. (mm)	Idade (dias)	Resistência à compressão f_{cm}			Extensão correspondente à tensão máxima		Módulo de elasticidade E_c		
			Nr.	(MPa)	CoV	($\mu\epsilon$)	CoV	Nr.	(GPa)	CoV
2/ exterior	620	31	2	45.48	2.5%	5015	16.4%	2	33.93	0.6%
2/ interior	700	31	1	44.74	0.0%	4356	0.0%	2	34.03	0.3%
3/ ambas	485	94	4	45.60	8.5%	3695	15.5%	2	34.60	3.5%
6/ exterior	600	66	4	56.39	3.4%	3774	14.2%	2	35.06	10.5%
6/ interior	715	66	3	61.23	2.5%	4591	3.9%	2	35.89	16.1%
5/ ambas	680	67	4	61.94	5.2%	4340	6.1%	2	41.61	0.6%
1/ ambas	-	52	4	60.06	7.2%	4430	12.2%	2	41.34	1.2%
4/ ambas	-	66	4	54.81	2.7%	3898	7.7%	2	35.97	8.8%

No Quadro 5.6 são apresentadas as propriedades do betão à tração, estas foram determinadas através do ensaio de flexão, que seguiu a norma RILEM TC-TDF (2002).

Quadro 5.6: Propriedades do betão à tração, adaptado de Lameiras (2014)

Painel/camada	Número de provetes	$f_{ft,L}$	f_{ct} ($0.7x f_{ft,L}$)	Resistência à tração		Resistência à tração residual				
				equivalente		$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$	
				$f_{eq,2}$	$f_{eq,3}$					
2/ exterior	-	MPa	-	-	-	-	-	-	-	-
		CoV	-	-	-	-	-	-	-	-
2/ interior	-	MPa	-	-	-	-	-	-	-	-
		CoV	-	-	-	-	-	-	-	-
3/ ambas	5	MPa	5.80	4.06	9.62	8.10	9.21	8.11	6.82	5.70
		CoV	13%	13%	12%	15%	14%	15%	16%	19%
6/ exterior	3	MPa	5.25	3.67	8.46	7.21	8.22	7.13	5.42	4.13
		CoV	1%	1%	5%	1%	4%	3%	11%	19%
6/ interior	7	MPa	5.11	3.58	7.63	6.57	7.44	6.77	5.52	4.61
		CoV	13%	13%	27%	26%	27%	25%	29%	26%
5/ ambas	5	MPa	5.23	3.66	6.98	6.12	6.82	6.25	5.38	4.69
		CoV	9%	9%	19%	19%	41%	21%	22%	23%
1/ ambas	-	MPa	-	-	-	-	-	-	-	-
		CoV	-	-	-	-	-	-	-	-
4/ ambas	5	MPa	5.24	3.66	7.63	6.66	7.46	6.75	5.91	5.30
		CoV	7%	7%	12%	13%	12%	14%	15%	16%

5.5 Ensaio axial com carregamento excêntrico

Prevê-se que as lajes do edifício proposto no projeto LEGOUSE apoiem unicamente sobre a camada interior de betão. Por essa razão, realiza-se um primeiro ensaio onde os painéis são sujeitos a um carregamento axial, aplicado na camada interior de betão, equivalente à reação de uma laje. Pretende-se com este ensaio analisar o comportamento axial das paredes, obtendo-se parâmetros que permitam posteriormente validar modelos numéricos desenvolvidos.

5.6 Ensaio de tipo pseudo-estático com carregamento cíclico

As paredes estruturais devem oferecer adequada resistência a cargas horizontais, atuantes no plano da parede e controle de deformação em regiões sísmicas.

Com a realização deste segundo ensaio, pretende-se analisar a capacidade de carga e modos de rotura quando os painéis são sujeitos simultaneamente a um carregamento axial (equivalente à reação de uma laje) e a um carregamento lateral cíclico.

Procura-se compreender o comportamento dos painéis de parede *sandwich* sob efeito de ações horizontais e obter dados experimentais para calibrar modelos numéricos deste tipo de painéis.

5.7 Configuração de ensaio

Nesta campanha experimental são realizados 2 ensaios distintos. O primeiro ensaio que consiste apenas na aplicação de uma carga axial, é não destrutivo, sendo realizado em 1º lugar, e o segundo ensaio é realizado logo de seguida sobre o mesmo painel, com o mesmo esquema de instrumentação. Os painéis são ensaiados na sua posição vertical e as condições de apoio são mantidas entre os dois ensaios, realizados em cada painel.

O primeiro ensaio consiste na aplicação de uma carga axial uniforme na camada de betão interior do painel. A carga axial é exercida por um conjunto de 3 macacos hidráulicos. A reação é obtida nos 12 varões de pré-esforço que ligam a viga de base, que está fixada à laje de reação abaixo dos painéis. Os macacos são pousados sobre barras de aço que distribuem a carga para a parede, através de um perfil IPE 200, como apresentado na Figura 5.14. A pressão aplicada pelos macacos hidráulicos é regulável através de um manómetro analógico. São aplicados sucessivos patamares de carga constante, com os valores de 0 kN/m (0 bar), 20.83 kN/m (50 bar), 45.83 kN/m (110 bar), 0 kN/m e 45.83 kN, e duração de 5 minutos, cada.

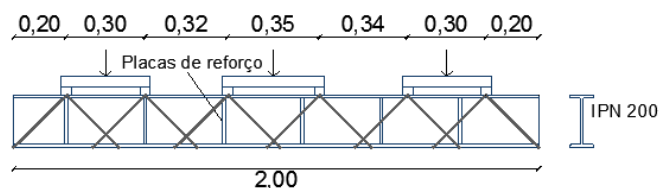


Figura 5.14: Esquema de aplicação da carga axial [m]

A carga axial máxima aplicada (E_d), de 45.83 kN/m foi calculada através da combinação fundamental de ações, definida na equação 5.1, em que se considera o peso próprio da laje e da sobrecarga, desfavoráveis à segurança do painel.

$$E_d = 1.35G_k + 1.5Q_k \quad (5.1)$$

G_k é o valor das ações permanente, e consiste no somatório do peso próprio da laje *sandwich* adjacente e dos revestimentos. A laje é composta por uma camada de betão autocompactável com 90 mm de betão, 60 mm de EPS e uma segunda camada de betão autocompactável com 60 mm. O BACFRA tem um peso específico de 25 kN/m³ e o EPS de 0.3 kN/m³. A laje é ainda constituída por conectores, sendo neste caso não considerados devido ao seu peso ser irrelevante em relação ao peso dos restantes constituintes. Os revestimentos da laje de cobertura, incluindo uma camada de regularização em betão leve (até 8 cm), telas impermeabilizantes e proteções, correspondem a 2 kN/m², de acordo com as tabelas técnicas (Farinha, 1992). Deste modo, as ações permanentes tomam o valor de 4.33 kN/m²,

$$G_k = 25 \times (0.09 + 0.06) + 0.3 \times 0.06 + 2 = 4.33 \text{ kN/m}^2$$

Q_k é o valor da sobrecarga. O Eurocódigo 1 (CEN, 2009) recomenda para coberturas acessíveis, projetadas para atividades domésticas e residenciais, um valor de sobrecarga entre 1.5 kN/m² e 2 kN/m². Temos então o valor total de 8.84 kN/m² a considerar como carga axial:

$$E_d = 1.35 \times 4.33 + 1.5 \times 2 = 8.84 \text{ kN/m}^2$$

Esta carga é uniformemente distribuída pelas paredes adjacentes. A laje *sandwich* foi definida com comportamento unidirecional e vão de 10 m (vão pensado para casos extremos). Esta descarrega sobre duas paredes, que ficam sujeitas a um carregamento de 44.21 kN/m:

$$E_d = 8.84 \times 5 = 44.21 \text{ kN/m}$$

Nos ensaios experimentais foram aplicados 45.83 kN/m que correspondem a 110 bar. Como a pressão aplicada pelos macacos hidráulicos é regulável através de um manómetro analógico, em bar, optou-se por aplicar um valor inteiro (mais fácil de regular).

No segundo ensaio, cada painel é submetido a uma combinação de carregamento horizontal e vertical, tal como é represento na Figura 5.15. O carregamento horizontal consiste numa carga cíclica lateral aplicada através de um atuador hidráulico com capacidade de 250 kN em compressão e 200 kN em tração, posicionado horizontalmente. Este atuador está ligado ao painel *sandwich* e a uma parede maciça de reação. A carga axial constante de 45.83 kN/m é aplicada à parede de forma similar ao que aconteceu no ensaio anterior. A pressão nos macacos hidráulicos é auto-regulável, mantendo-se a carga axial constante ao longo do ensaio, mesmo quando o painel apresenta movimentos de corpo rígido devido ao levantamento da base ou abertura de fendas.

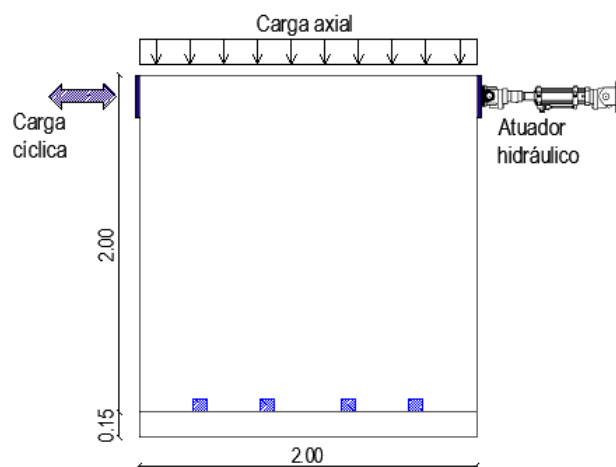


Figura 5.15: Esquema de ensaio [m]

A carga lateral é aplicada em ciclos sucessivos impostos nos 2 sentidos, pelo que, cada painel é sucessivamente “puxado” e “empurrado”. São pré-definidas taxas de *drift* (calculado de acordo com a equação 5.2), cujos níveis são apresentados no Quadro 5.7.

$$drift (\%) = \frac{\delta}{h} \times 100 \quad (5.2)$$

As variáveis da equação 5.2 são representadas na Figura 5.16.

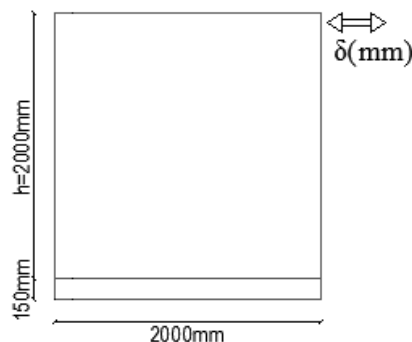


Figura 5.16: Representação das variáveis utilizadas no cálculo do *drift* imposto

Todos os ensaios são realizados com controlo de deslocamento. No Quadro 5.7 é apresentado o deslocamento imposto (δ), em mm, correspondente a cada *drift* e a velocidade (*v.*) do ensaio. Ao fim de dois ensaios, a velocidade dos procedimentos de ensaio foi alterada (denominada de velocidade 2), visto que se mantem um bom controlo da abertura de fendas com este aumento de velocidade.

Quadro 5.7: Parâmetro do carregamento lateral cíclico

<i>Drift</i> (%)	δ (mm)	<i>v. 1</i> (mm/s)	Painel	Painel	<i>v. 2</i> (mm/s)	Painel	Painel	Painel	Painel	Painel
			1	2		3	3*	4	5	6
			Nº de Ciclos		Nº de Ciclos					
Procedimento 1										
0.07	1.35	0.05	1	1	0.10	1	1	1	1	1
0.14	2.70	0.05	1	1	0.10	1	1	1	1	1
0.27	5.40	0.05	3	3	0.10	3	3	3	3	3
0.41	8.10	0.05	3	3	0.10	3	3	3	3	3
0.54	10.8	0.05	3	3	0.10	3	3	3	3	3
0.68	13.5	0.05	3	3	0.10	3	3	3	3	3
0.81	16.20	0.05	3	3	0.10	3	3	3	3	3
1.08	21.00	0.10	3	3	0.15	3	3	3	3	3
1.35	27.00	0.10		1	0.15	3	3	0.5	3	3
Procedimento 2										
1.35	27.00	0.10		1	0.15	1				
1.69	33.75	0.10		3	0.15	1				
2.11	12.20	0.10		0.5	0.15					

* O Painel 3 foi ensaiado duas vezes, sendo alterado em cada ensaio o sistema de fixação deste à base.

Devido a limitações técnicas, ao fim da execução das taxas de *drift* impostas no procedimento 1 foi necessário parar o ensaio para executar o procedimento 2 (apenas no Painel 2 e no Painel 3).

5.7.1 Condições de apoio e carregamento

Os painéis de parede *sandwich* em estudo enquadram-se num sistema de construção pré-fabricada, sendo produzidos em estaleiro e posteriormente transportados para a obra. Em obra estes são posicionados num elemento de fundação contínuo (Figura 5.17), que acompanha o desenvolvimento da parede. Posteriormente o cone é preenchido com uma argamassa de retração compensada e o painel fica apoiado ao longo do seu bordo inferior, em toda a base.

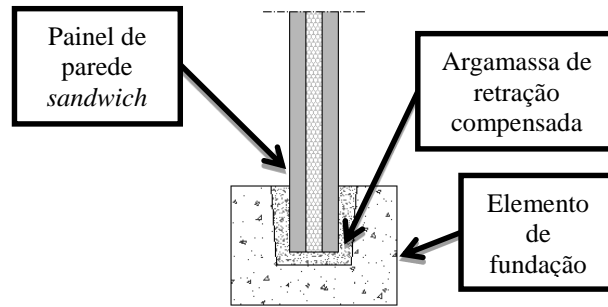


Figura 5.17: Condições de apoio reais

No painel 1, utilizou-se o Sistema de apoio 1 que é representado na Figura 5.18. Este sistema consiste na fixação das duas extremidades salientes da viga de fundação maciça do painel à viga de base, na direção horizontal e vertical.



Figura 5.18: Sistema de apoio 1

As reações resultantes dos carregamentos lateral e axial são aproximadamente as apresentadas, a vermelho, na Figura 5.19. Evidencia-se que, com este sistema de apoio aparecem nas extremidades salientes da viga de fundação 2 forças verticais concentradas. Estas forças concentradas levam a esforços de flexão e corte na zona saliente da viga, que não são incompatíveis com as condições de apoio reais e ultrapassam a capacidade resistente deste elemento.

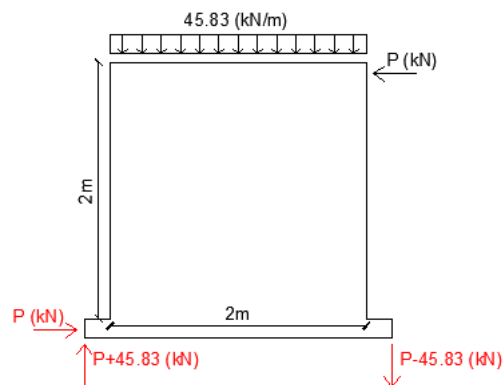


Figura 5.19: Reações do sistema, com carregamento num sentido (Sistema de apoio 1)

Concluiu-se que este sistema de fixação da parede não era adequado e, de modo a eliminar estas forças concentradas, optou-se por cortar as partes salientes da viga de fundação, ficando a viga com 2 m de comprimento. De seguida alterou-se o sistema de apoio.

No Sistema de apoio 2 (Figura 5.20), o painel *sandwich* é apoiado na viga de base, sendo a reação horizontal ao carregamento fornecida pelas cantoneiras com 25 cm de altura, fixadas à viga de base em ambas as extremidades do painel. Neste sistema, o levantamento do painel é travado pelo atrito gerado entre as cantoneiras e o painel, que resulta da tensão de confinamento proporcionada pelos varões de pré-esforço que ligam as cantoneiras horizontalmente.



Figura 5.20: Sistema de apoio 2

Neste sistema mobilizam-se duas forças de reação verticais concentradas na base do painel, resultantes do atrito entre a cantoneira e o painel. Com a evolução do carregamento cíclico, verificou-se que as forças impostas são muito elevadas, conduzindo ao levantamento do painel, sendo o atrito insuficiente para travar este levantamento.

Deste modo o sistema é novamente alterado, de forma a encontrar um sistema de apoio que se aproxime das condições de fundação reais. No Sistema de apoio 3 (Figura 5.22), o confinamento dado pelos varões de pré-esforço é significativamente reduzido. De modo a distribuir a reação vertical e a impedir o levantamento do painel, são colocados elementos de fixação ao longo da base do painel. Aproveitando os negativos preenchidos com EPS, posicionados na zona central dos painéis durante a betonagem, são colocadas barras maciças de aço atravessando a parede que ao serem ligadas por varões de aço a barras similares, colocadas abaixo da viga de fundação, garantem reação ao levantamento do painel (Figura 5.21). Em cada face do painel são ainda aparafusados seis elementos de aço em L, barrando o levantamento do painel através da reação exercida no banzo da viga de base.



Figura 5.21: Apoio central

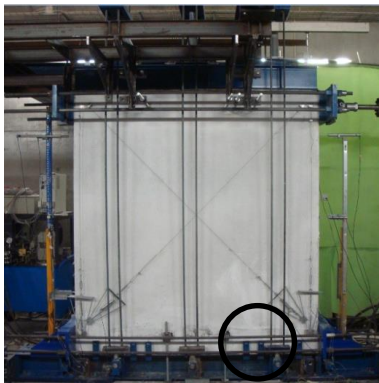


Figura 5.22: Sistema de apoio 3

O Sistema de apoio 3 conseguiu controlar melhor o levantamento do painel causado pelo carregamento lateral, mas para cargas superiores a 200 kN a capacidade resistente da soldadura dos elementos de fixação em L revelou-se insuficiente.

O sistema foi novamente melhorado, resultando no Sistema de apoio 4, onde apenas se substituiu os elementos de fixação em L por peças em L reforçadas, como apresentado na Figura 5.23. Devido à falta de espaço na viga de base, apenas é colocado um elemento em cada extremidade do painel, em ambas as faces.



Figura 5.23: Sistema de apoio 4

O sistema de aplicação do carregamento lateral é composto por duas chapas de aço colocadas nas faces laterais da parede, próximo do topo, unidas por varões de pré-esforço. O atuador hidráulico é fixado a uma das extremidades das chapas, através de uma ligação rotulada, tal como se apresenta na Figura 5.25.

Durante o segundo ensaio, realizado no Painel 3, verificou-se que devido à elevada distância entre os pontos de fixação da chapa à parede de reação e à sua reduzida espessura, esta sofre flexão quando o atuador hidráulico “puxa” a parede. Desta forma, nos ensaios dos Painéis 4, 5 e 6 esta chapa foi substituída por um perfil com maior inércia, representado na Figura 5.25.

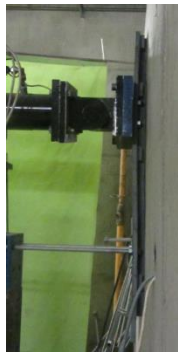


Figura 5.24: Flexão da chapa de fixação do atuador hidráulico



Figura 5.25: Esquema de ensaio adaptado com novo elemento de fixação do atuador hidráulico

5.7.2 Preparação do ensaio

Inicialmente, o painel é transportado e apoiado sobre a viga de base através do auxílio de uma ponte grua. No local, este é apoiado lateralmente por varões rotulados na ponta, como representado na Figura 5.26 (a). De forma a distinguir as diferentes camadas dos painéis *sandwich*, o betão que durante a betonagem escorreu para cima da camada de EPS, é removido (Figura 5.26.b) e todas as faces dos painéis são pintadas de branco (Figura 5.26.c) para facilitar a identificação da abertura e evolução das fendas.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.26: Preparação do provete

Após o nivelamento vertical do painel, que é garantido pelo ajuste dos varões laterais de apoio, faz-se o nivelamento do topo do pano interior de betão (Figura 5.27). Começa-se por fazer a cofragem desta camada (a), garantindo os 9 cm de espessura. Posteriormente, veda-se as juntas entre a cofragem e a camada de betão e tapa-se os furos de içamento do painel com silicone (b), de forma a não obstruir estes furos com betão, para remoção do painel após o ensaio. Após o tempo de secagem do silicone faz-se uma betonagem de poucos centímetros com betão auto-nivelante (c), sendo removida a cofragem após o tempo de presa do betão (d).

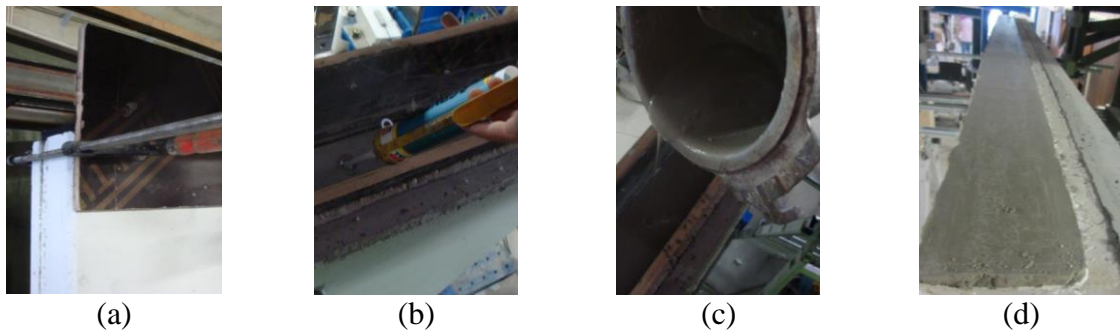


Figura 5.27: Nivelamento superior da camada de aplicação de carga

Enquanto se desenrola o tempo necessário à secagem do silicone e à presa do betão, coloca-se o sistema de apoio do painel. Na Figura 5.28 são apresentadas imagens da colocação das cantoneiras laterais (estas apenas não são usadas no Sistema de apoio 1). No Sistema de apoio 1 em vez de cantoneiras, são aparafusadas à viga de base, em cada extremidade do painel, chapas em L que através do ajuste de varões fornecem reação horizontal. A reação vertical é dada por um tubo quadrado oco apoiado sobre a parte saliente da viga de fundação, que através de um varão aparafusado em cada extremidade é ligado verticalmente à viga de base.

Relativamente aos restantes sistemas com cantoneiras, começa-se por aplicar massa betuminosa entre a parede e a cantoneira (a), de forma a garantir maior contacto entre ambas. Para facilitar a futura remoção das cantoneiras é colocado plástico sobre a massa (b). Após a colocação da massa betuminosa em ambas as faces da parede, as cantoneiras são encostadas à parede e coloca-se os varões de pré-esforço (c). De modo a garantir o correto posicionamento das cantoneiras aperta-se ligeiramente os parafusos à viga de base (d), sendo dado de seguida, ainda com a massa em estado plástico, o mínimo aperto aos varões de pré-esforço (e) que garante a remoção dos vazios entre as cantoneiras e a parede. De seguida são bem apertados os parafusos que fixam a cantoneira à viga de base (f), de forma a não permitir o deslocamento horizontal desta. No caso do esquema de instrumentação necessitar de um elemento de suporte para os transdutores laterais, este é aparafusado juntamente com a cantoneira.

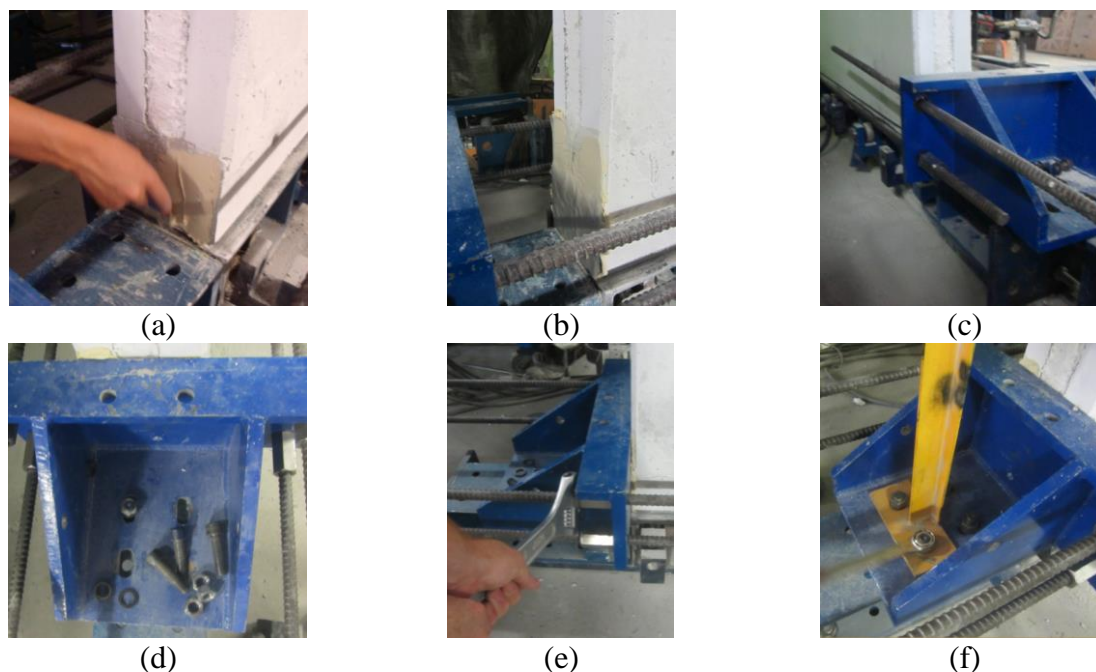


Figura 5.28: Colocação das cantoneiras laterais

Em relação aos apoios verticais em forma de L utilizados no Sistema de ensaio 3 e em forma de L reforçado utilizado no Sistema de ensaio 4, começa-se por abrir os furos na viga de fundação a 10 cm de altura da base, de forma a não coincidir com a armadura longitudinal, como representado na Figura 5.29 (a). Colocam-se as buchas metálicas (b) e aparafusam-se os elementos em L (c). No caso dos elementos em L reforçados, estes solicitam a reação da viga de base através de varões roscados (d).

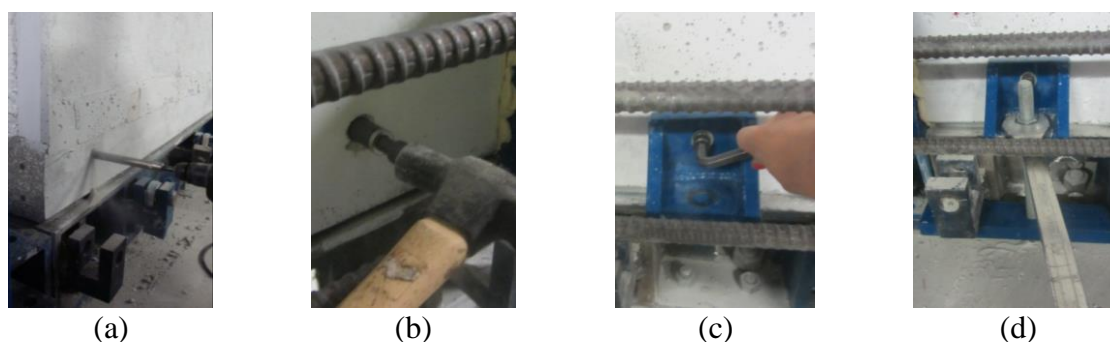


Figura 5.29: Fixação dos L reforçados, de apoio vertical

Outro elemento de fixação vertical é utilizado nos dois últimos sistemas de apoio, aproveitando os furos centrais deixados no painel (Figura 5.30). Durante a betonagem estes furos são garantidos através do preenchimento com EPS, que facilmente é retirado (a), sendo colocados elementos sólidos em aço. Estes elementos, com furos roscados, são também colocados abaixo da viga de aço (b). Em ambos os lados da parede estas peças são ligadas verticalmente por varões roscados que após aperto (c) travam o levantamento da parede.

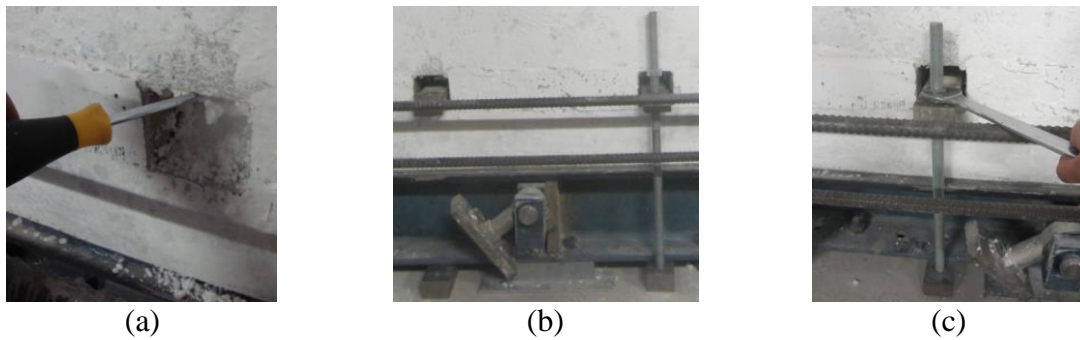


Figura 5.30: Colocação das barras de aço, de apoio vertical

Na Figura 5.31 são apresentadas imagens do processo de montagem do sistema de aplicação de carga axial. Após o endurecimento da camada de betão de auto-nivelamento, é colocado sobre esta uma tira de borracha fina (a) para diminuir os vazios entre a camada interior de betão e o perfil IPE 200 (b). Este perfil juntamente com elementos sólidos de aço, colocados abaixo dos macacos hidráulicos (c), garantem a distribuição uniforme do carregamento. Os macacos recebem reação da viga de base através de varões de pré-esforço que são roscados em ambos os elementos (d).

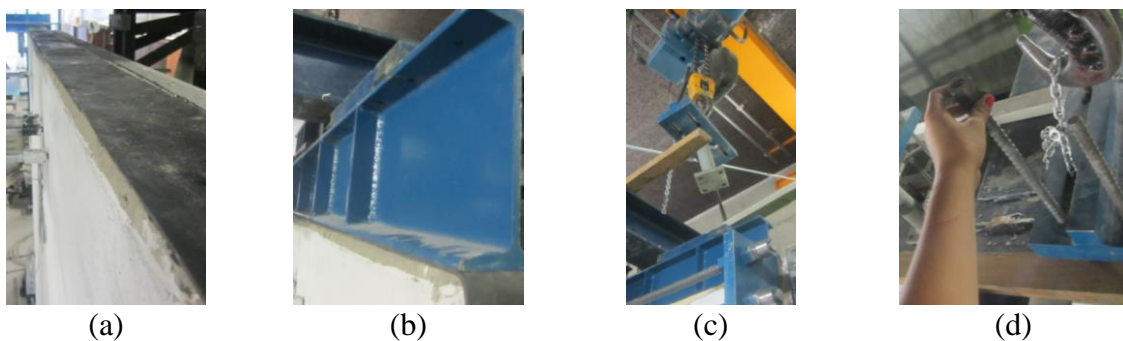


Figura 5.31: Colocação dos elementos de aplicação da carga axial

Relativamente ao sistema de aplicação de carregamento lateral, apresentado na Figura 5.32 começa-se por colocar as peças laterais próximo da respetiva posição final. Visto que, devido ao seu elevado peso, estas peças não se manuseiam facilmente e apenas existe uma ponte grua, opta-se por suspender uma delas com cintas, numa viga posicionada acima da parede. Esta é colocada na altura correta através de um macaco hidráulico (a). A segunda peça é suspensa com a ponte grua, na altura correta, na outra face lateral do painel. Estes elementos são então ligados por varões de pré-esforços (c), que quando bem apertados impedem a queda destes elementos e garantem a transmissão de cargas entre eles.

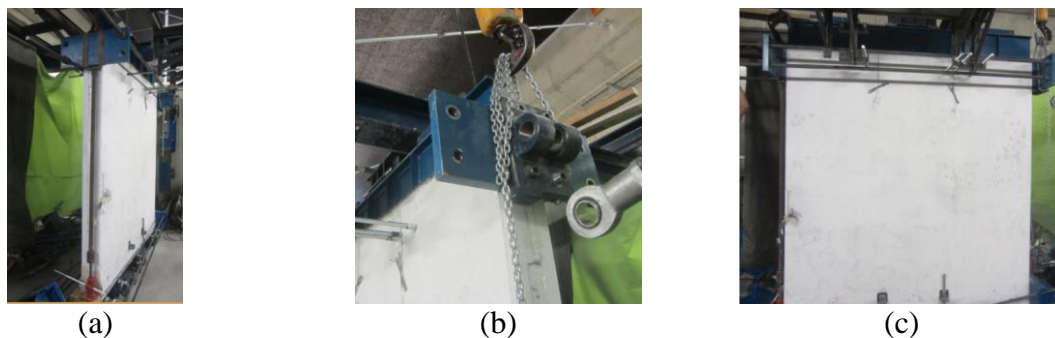


Figura 5.32: Colocação dos elementos de aplicação de carga lateral

O sistema de instrumentação é colocado no final da montagem, de forma a não danificar os transdutores, podendo porém, ser feitos os furos onde são aparafusados os elementos de suporte dos transdutores em qualquer fase da montagem (Figura 5.33).

Por último, com o sistema hidráulico e o sistema de aquisição ligados, o êmbolo do atuador hidráulico é colocado a meio curso e fixado ao sistema de aplicação de carga lateral (Figura 5.34).



Figura 5.33: Furações para colocação da instrumentação



Figura 5.34: Ligação do atuador hidráulico

5.7.3 Instrumentação

O ensaio pseudo-estático com carregamento cíclico proposto é de realização invulgar, existindo pouca bibliografia disponível que relate ensaios do mesmo tipo e com condições geométricas, de apoio e de carregamento próximas. De tal modo, tal como o esquema de ensaio, também a disposição dos transdutores de deslocamento foi sendo corrigida e melhorada ao longo dos ensaios realizados.

A Figura 5.35 mostra o esquema de instrumentação usado no Painel 1. Este esquema de instrumentação inclui 16 transdutores de deslocamento. São colocados transdutores nos dois panos de betão que medem a deformação lateral em diferentes níveis da altura do painel,

nomeadamente os transdutores 5 a 9 numa face e 10 e 11 na outra. As deformações internas do painel são monitorizadas pelos transdutores 1 a 4. O deslocamento relativo entre as duas camadas de betão é analisado através do transdutor 12. Qualquer escorregamento na base do painel é medido pelo transdutor 16 e o seu possível levantamento da base é monitorizado pelo transdutor 15, instalado muito próximo à extremidade direita do painel. Os transdutores 13 e 14 avaliam o movimento de corpo rígido da parede.

Referencia-se que para correta interpretação das imagens apresentadas, os transdutores desenhados a preto são colocados no pano de betão interior do painel, ou seja, na camada da frente e os transdutores a laranja são posicionados no pano de betão de trás. As linhas picotadas, servem apenas de referência e orientação.

Na Figura 5.35 é apresentada a instrumentação do Painel 1.

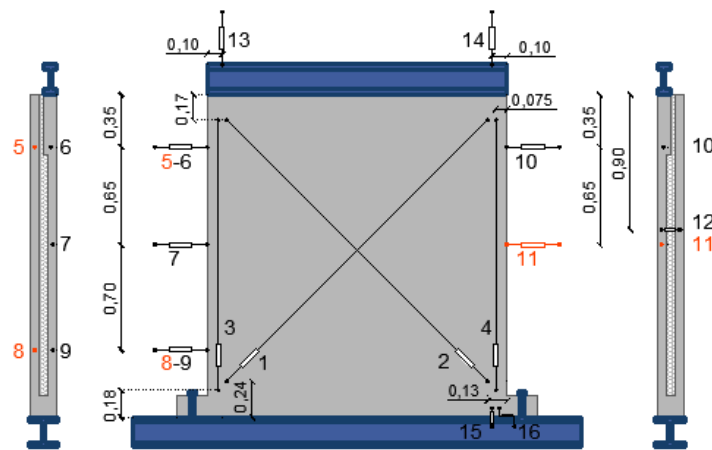


Figura 5.35: Esquema de instrumentação 1

A instrumentação dos Painéis 2, 3 e 6 é muito similar à utilizada no Painel 1. Devido às alterações introduzidas nos esquemas de ensaio utilizados nestes painéis, que incluem varões de pré-esforço na base coincidindo com a posição dos transdutores 1 a 4, estes são movidos quatro centímetros na vertical, como representado na Figura 5.36 e na Figura 5.37.

Relativamente ao Painel 2, este é sujeito a dois procedimentos de ensaio, com níveis de carregamento lateral diferentes. O transdutor 15 é alterado, sendo aumentada a amplitude de leitura deste transdutor, devido ao levantamento excessivo da base. No ensaio realizado no Painel 1, o transdutor 15 tem uma amplitude de leitura de ± 2.5 mm, o que não lhe permite obter o levantamento máximo da base do painel. Este transdutor é trocado no primeiro procedimento de ensaio do Painel 2 para um transdutor com amplitude de ± 10 mm. Durante a realização deste procedimento constata-se que o sistema de fixação da base usado não controla o levantamento

desta e o transdutor, mesmo com amplitude de ± 10 mm não tem capacidade de acompanhar o respetivo levantamento. Neste segundo procedimento, é então utilizado um transdutor com amplitude de ± 25 mm. No Painel 3, é alterado o sistema de fixação, que limita o espaço próximo da base do painel, na face da frente, sendo mudado o transdutor 15 para a mesma posição mas na face de trás do painel.

O esquema de instrumentação apresentado na Figura 5.36 é utilizado no Painel 2

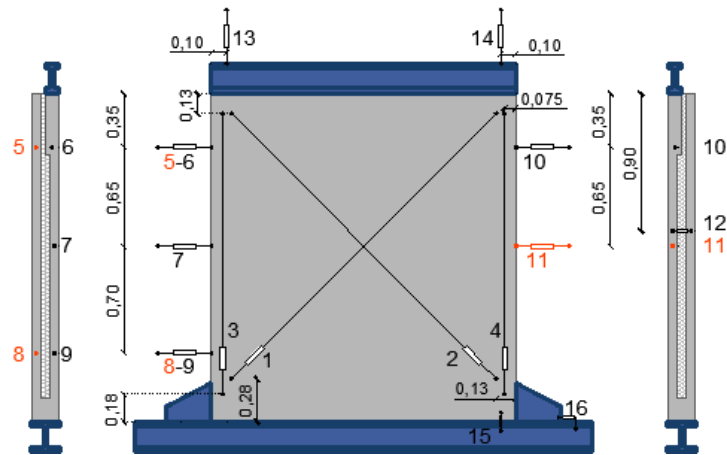


Figura 5.36: Esquema de instrumentação 2

O esquema de instrumentação, representado na Figura 5.37 é utilizado no Painel 3 e no Painel 6.

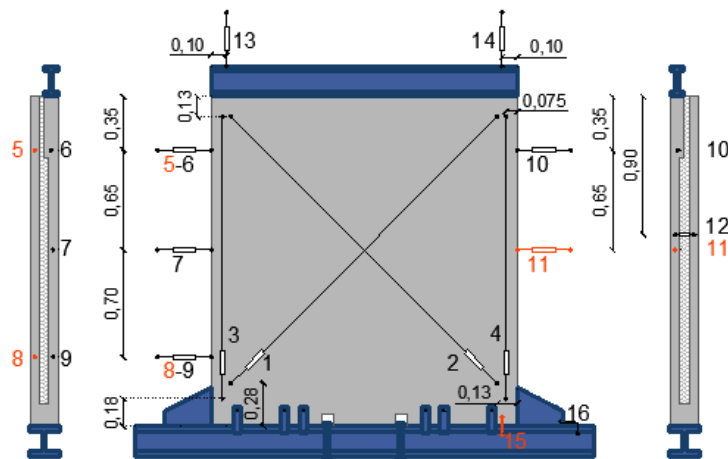


Figura 5.37: Esquema de instrumentação 3

Nos painéis de parede com abertura são usados 2 tipos de instrumentação distintos. Na Figura 5.38 é apresentada a instrumentação do Painel 4, composta por 16 transdutores de deslocamento. Os transdutores 1 a 4 e 9 monitorizam as deformações de flexão e corte do painel. Os deslocamentos laterais são obtidos nas duas camadas de betão em diferentes níveis de altura do painel, pelos transdutores 5 a 8. A possível evolução de fenda é medida no canto inferior

No Quadro 5.8 é apresentada uma síntese do número de ensaios realizados em cada painel de parede, das variantes do esquema de ensaio e da instrumentação utilizada.

Quadro 5.8: Síntese dos sistemas de ensaio

Painel	Ensaio	Sistema de fixação da base	Fixação do atuador hidráulico	Esquema de instrumentação
1	1	1	Chapa de aço	1
2	2	2	Chapa de aço	2
3	3	3	Chapa de aço	3
	4	4		
4	5	4	Perfil em aço	4
5	6	4	Perfil em aço	5
6	7	4	Perfil em aço	3

5.8 Modos de rotura e padrão de propagação das fendas

Com a realização do ensaio pseudo-estático com carregamento cíclico pretende-se analisar o comportamento ao corte dos painéis de parede *sandwich*. Como referido anteriormente, a bibliografia existente sobre este ensaio, realizado com elementos *sandwich*, é escassa. Na realização dos ensaios que a seguir se apresentam, foram encontradas dificuldades e como tal obteve-se uma forma de rotura não desejada, consequente das condições de apoio e da instrumentação adotadas.

No Painel 1 observou-se uma rotura por corte e flexão localizada na parte saliente da viga inferior. A fendilhação do painel foi observada para um *drift* de 0.54%, tendo as fendas aparecido inicialmente na face exterior de betão e posteriormente na face interior. A abertura das fendas surgiu entre a base da parede e a viga de fundação, em cada extremidade, e foi detetada quando esta estava tracionada. Na Figura 5.40 são apresentadas imagens retiradas no fim do ensaio, no 3º ciclo do *drift* de 1.08%, onde são visíveis as fendas de corte. Estas fendas surgiram devido à concentração de esforços gerados pela ancoragem da viga de fundação apenas nas suas extremidades. Na extremidade direita da parede, observou-se também o aparecimento de uma fenda longitudinal, nas duas faces, localizada entre a parede e a viga de fundação.

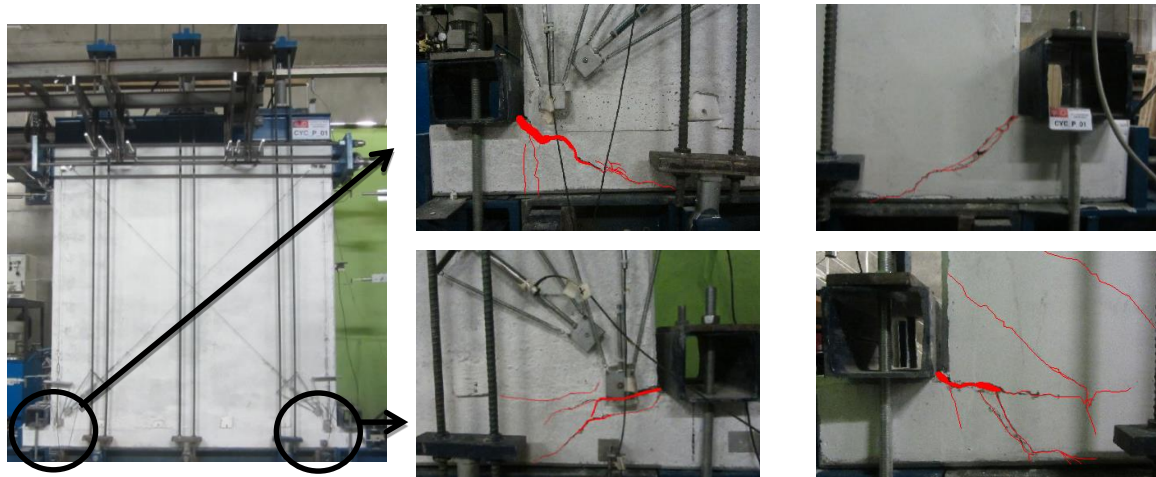


Figura 5.40: Fendilhação para o *drift* máximo, do Painel 1

O painel 2 foi sujeito aos dois procedimentos de carregamento, havendo uma interrupção do carregamento lateral na passagem de um procedimento para outro. Devido às condições de apoio adotadas, o painel sofreu um movimento de corpo rígido, sendo registado um levantamento progressivo na base, que no primeiro procedimento atingiu um máximo de 14.3 mm. Deste modo, uma parte do deslocamento aplicado pelo transdutor à parede, era reduzido pelo levantamento desta. Verificou-se então, para este primeiro procedimento de carregamento, um pequeno dano no painel, localizado essencialmente nas extremidades, junto à base. Decidiu-se então, aplicar um procedimento de carregamento com níveis de deslocamento impostos maiores, de forma a tentar levar o painel à rotura.

Neste painel foram registadas duas pré-fendas na face interior a 0.40 m do topo, na separação entre os 6 e 9 mm de espessura da camada interior de betão. Estas fendas devem ter resultado do processo de transporte. Durante o primeiro procedimento, no 3º ciclo do *drift* de 0.41% a pré-fenda do lado direito aumentou, verificando-se ao longo do ensaio um pequeno aumento progressivo. A fendilhação do painel iniciou-se no mesmo *drift* com uma fenda junto à base do lado esquerdo. No final do ensaio (*drift* de 2.11%) o painel apresentava uma fenda horizontal, que separava o painel da viga de fundação, como se mostra na Figura 5.41. Esta fenda progrediu das extremidades para o centro, sendo medida uma abertura superior a 20 mm quando esta era solicitada à tração. Verificou-se também a criação precoce de uma cunha na base do painel, na face exterior, resultante dos esforços gerados pelo levantamento do painel e pelo aperto dado nas cantoneiras laterais. Durante o ensaio foi também observado um deslocamento fora do plano, sendo no entanto, detetado apenas visivelmente devido à inexistência de instrumentação fora do plano.

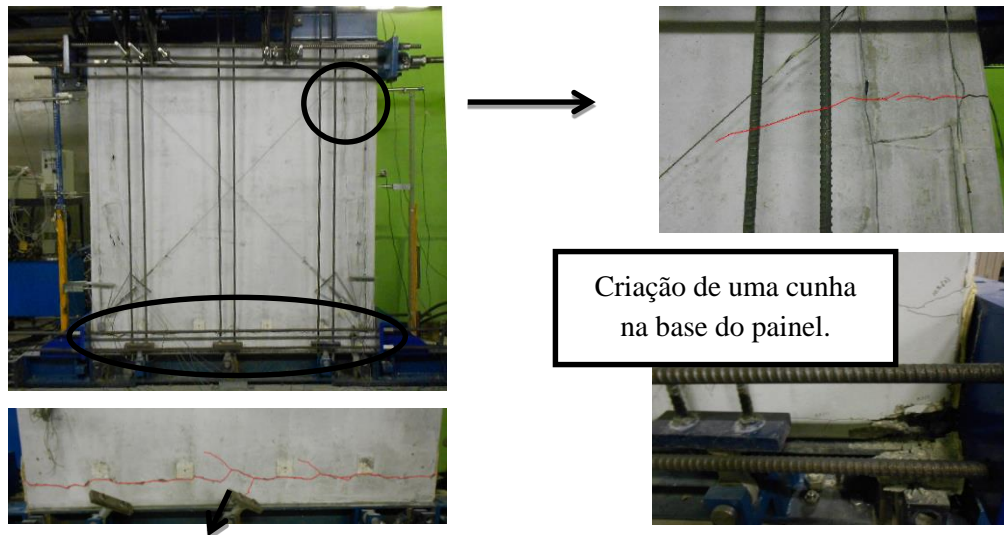


Figura 5.41: Fendilhação para o *drift* máximo, do Painel 2

O Painel 3 foi submetido a 2 ensaios, visto que no primeiro ensaio, para um *drift* de 1.69%, 2 dos 12 elementos de fixação verticais sofreram rotura, como é visível na Figura 5.42.



Figura 5.42: Rotura dos elementos de fixação vertical

No primeiro ensaio, o início da fendilhação deu-se para o *drift* de 0.68% com o aparecimento de uma fenda junto à base do painel na extremidade esquerda, na face exterior de betão. Aquando da rotura dos elementos de fixação, o painel apresentava pequenas fendas horizontais nas duas extremidades, junto da base, e início de esmagamento junto ao furo de fixação de um dos elementos de apoio vertical, como se pode observar na Figura 5.43.



Figura 5.43: Fendilhação do Painel 3, após o primeiro ensaio

No segundo ensaio verificou-se o aparecimento de uma fenda horizontal entre a viga de fundação e o painel, alinhada com os elementos de fixação verticais. Observou-se também o

aparecimento de novas fendas junto às novas cantoneiras de fixação vertical e o aumento das fendas já existentes também em torno deste elemento de apoio, como apresentado na Figura 5.44.

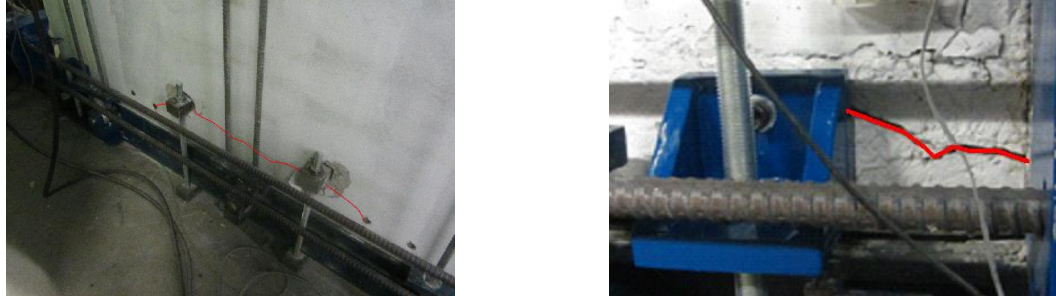


Figura 5.44: Fendilhação para o *drift* máximo, do Pannel 3

Os Painéis 4 e 5 possuíam abertura e verificou-se uma rotura muito similar entre eles, como apresentado na Figura 5.45 e na Figura 5.46.

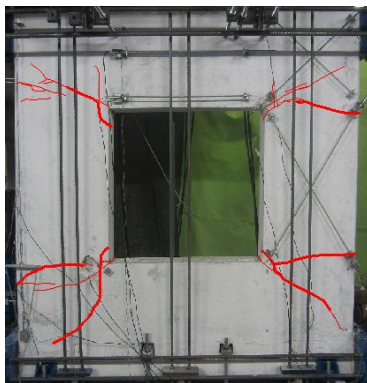


Figura 5.45: Fendilhação para o *drift* máximo, do Pannel 4

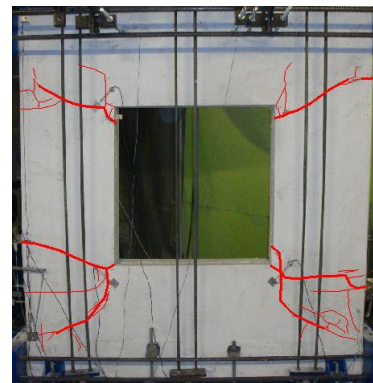


Figura 5.46: Fendilhação para o *drift* máximo, do Pannel 5

No Pannel 4 a fendilhação iniciou-se com o aparecimento de pequenas fendas inclinadas nos cantos da abertura, para um *drift* de 0.54% e no Pannel 5 a abertura de fendas iniciou-se também nos cantos da abertura, no último ciclo do *drift* de 0.41%. Porém, no Pannel 4, as fendas começaram por abrir na face interior, apresentando a face exterior fendas menores quase até ao fim do ensaio. Já no Pannel 5, a fendilhação iniciou-se na face exterior, sendo a abertura de fendas dominante nesta face. Verificou-se a contribuição do conector (*drift* de 0.68%) na limitação da abertura de fendas e no aparecimento de fendas verticais perfeitamente alinhadas com este. Para os *drift* de 0.81% e 0.68% verificou-se o aparecimento de fendas horizontais, surgindo estas das arestas para o canto da abertura, nos Painéis 4 e 5, respetivamente. Estas fendas aparecem inicialmente nos cantos inferiores e posteriormente nos cantos superiores. No Pannel 5 o local de abertura destas fendas horizontais foi induzido pelos furos de fixação dos

transdutores laterais. Em ambos os painéis observou-se, para um *drift* de 1.08%, uma maior abertura das fendas já existentes ao nível acima da janela, acompanhado do som de rotura do conector. Nos ciclos de carregamento seguintes foi visível um movimento de corpo rígido do painel em torno das fendas com maior abertura nos quatro cantos.

Após o ensaio, os painéis foram transportados para o exterior do laboratório com uma empilhadora. Através da destruição das camadas de betão envolventes do conector foi possível confirmar que 3 dos 4 conectores posicionados junto aos cantos da abertura sofreram rotura. Como se pode observar na Figura 5.47, estes conectores apresentam uma fenda ao longo da sua altura, alinhada pelos furos e pelas fendas no betão que tinham apresentado maior abertura. O conector que não sofreu dano encontrava-se no limite inferior da abertura, posicionado perpendicularmente a uma fenda horizontal visível no betão. Os conectores mais próximos às arestas do painel não sofreram rotura. As fendas horizontais desenvolvidas no betão coincidiram com a extremidade do conector, como se pode verificar na Figura 5.48.



Figura 5.47: Rotura do conector.



Figura 5.48: Fenda horizontal no limite do conector

O Painel 5 sofreu uma rotura total dos conectores superiores alinhados com a abertura, aquando da sua remoção do local de ensaio com a ponte grua, ficando este dividido em 2 elementos. Na Figura 5.49 é visível a degradação deste painel. Pode-se observar que a fenda inclinada, que surgiu durante o ensaio no canto inferior da janela não provocou a rotura do conector junto à base.



Figura 5.49: Rotura do Painel 5, após ensaio

No Painel 6 a rotura deu-se pela base deste, surgindo uma fenda horizontal entre a base do painel e a viga de fundação (Figura 5.50). Neste painel, a abertura de fendas iniciou-se para um *drift* de 0.41% com o aparecimento de uma pequena fenda no canto inferior esquerdo, na camada interior de betão. Verificou-se também o esmagamento do betão junto aos elementos de fixação centrais, a partir do *drift* de 0.68% e o aparecimento de fendas formando um cone junto às pequenas cantoneiras de fixação vertical, para o *drift* de 0.81% (Figura 5.50). No primeiro ciclo do *drift* de 1.08%, uma das fendas horizontais do lado direito progrediu até ao furo de esferovite mais afastado da extremidade direita. Do mesmo modo, no primeiro ciclo do *drift* de 1.35% uma das fendas horizontais do lado esquerdo progrediu até ao furo de esferovite, gerando uma única fenda horizontal com a largura total do painel. Esta fenda apresenta uma abertura significativa em cada ciclo do carregamento.

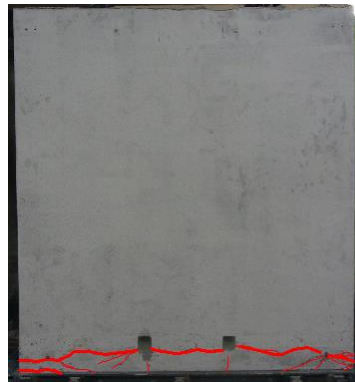


Figura 5.50: Fendilhação para o *drift* máximo do Painel 6

No Painel 6 verificou-se que ambos os conectores junto aos furos de esferovite centrais se encontravam fendilhados (Figura 5.51) ao nível da separação entre a viga de fundação e o painel, onde se verificou uma fenda nas camadas de betão.



Figura 5.51: Rotura do conector central

Ao contrário do padrão de fendilhação verificado nos painéis sem abertura testados no presente trabalho, nos ensaios de Pavera e Bournas (2011) verificou-se a abertura de fendas bem distribuídas ao longo dos painéis ensaiados pelos autores. No entanto, também se observou a

abertura de fendas horizontais na base dos painéis, porém estas foram controladas pela armadura longitudinal existente, tendo esta funcionando como elemento de reforço (Figura 2.27). Apesar dos painéis em estudo possuírem fibras de aço e dispensarem armadura, seria recomendável o reforço da zona de transição, entre a viga de fundação e o painel, com armadura longitudinal, para haver um controlo de abertura das fendas, tal como nos painéis de Pavera e Bournas (2011).

Em nenhum painel se observou dano, resultante apenas do carregamento axial.

5.9 Resultados e discussão do ensaio de carga axial

5.9.1 Rigidez axial

Neste programa experimental instrumentou-se o painel com transdutores, medindo a deformabilidade da camada interior de betão quando apenas esta é sujeita a diferentes níveis de carregamento axial. A rigidez axial do painel é calculada através da equação 5.3.

$$E = \frac{L \cdot F}{\Delta L \cdot A} \times 10^{-6} \quad (5.3)$$

Onde,

L é a distância, em metros, entre os pontos de fixação do suporte dos transdutores;

F é a força, em kN, aplicada na camada interior de betão;

ΔL é a média das deformações medidas, em metros, para cada nível de carga, apresentadas na Figura 5.52 e na Figura 5.54;

A é a área da secção da camada interior de betão, em m², considerando como espessura da camada, a média das espessuras medidas até 1.6 m da base, apresentada no Quadro 5.2;

E_c é o módulo de elasticidade do betão utilizado (em GPa).

Na Figura 5.52 são apresentadas as leituras obtidas nos 3 painéis ensaiados, sem abertura (Painel 2, Painel 3 e Painel 6), para cada nível de carregamento. São também apresentadas as leituras escolhidas, para o cálculo da rigidez dos painéis. Foram escolhidas as medidas, que para um determinado intervalo de tempo, se apresentavam mais constantes.

O sinal negativo das medidas obtidas corresponde ao encurtamento de altura da camada de betão interior.

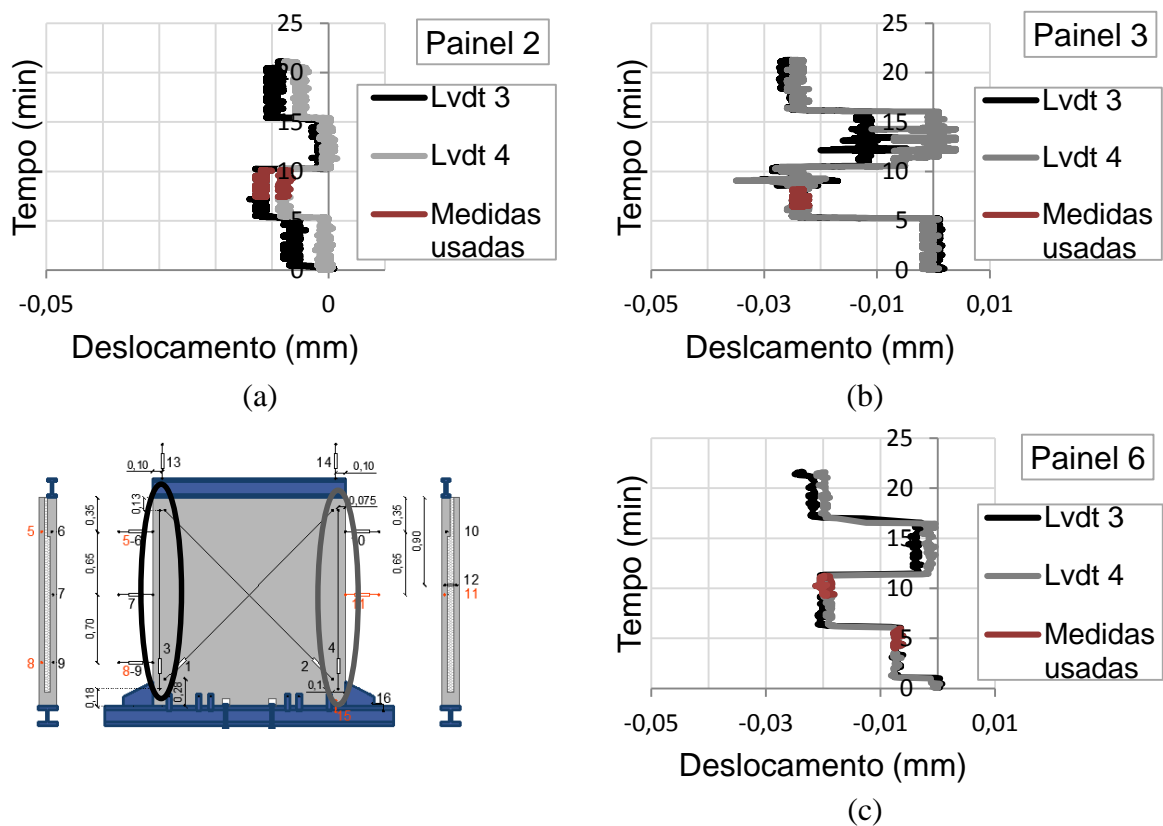


Figura 5.52: Deformações axiais dos painéis sem abertura

Em todos os painéis foram impostos, ao fim de aproximadamente 1 minuto a 0 kN/m (0 bar), cargas constante de $20,83 \text{ kN/m}$ (50 bar), $45,83 \text{ kN/m}$ (110 bar), 0 kN/m e $45,83 \text{ kN/m}$ com duração de cinco minutos cada. No entanto, pode-se observar na Figura 5.52, que no Painel 2 (a) e no Painel 3 (b), para um nível de carga de $20,83 \text{ kN/m}$ as leituras dos dois transdutores diferem e os respetivos valores são muito baixos. No Painel 2 as leituras dos 2 transdutores são diferentes em todos os níveis de carga, obtendo-se sempre leituras superiores com o transdutor 3. Neste caso pode ter ocorrido uma imperfeição no nivelamento do Painel ou posicionamento dos macacos hidráulicos, fazendo com que tenha sido aplica mais carga na parte esquerda do painel.

Na preparação dos Painéis 4, 5 e 6 as molas do esquema auxiliar que permite efetuar a leitura das deformadas axiais foram mais esticadas de forma a dar mais precisão a este sistema. Nos Painéis 2 e 3 as molas estavam pouco esticados, o que pode justificar a falta de leituras para menores níveis de carregamento. Na Figura 5.53 é exposto o modo de leitura das deformadas

axiais, sendo apresentado o estado das molas nos Painéis 2 e 3 na figura (b) e no Painéis 4, 5 e 6 na figura (c).

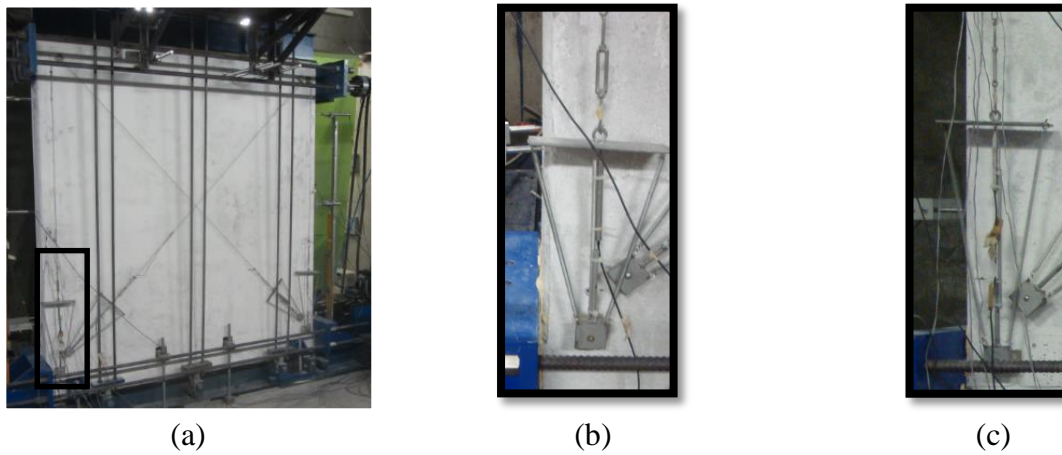


Figura 5.53: Esquema de leitura de deformações axiais

A rigidez axial dos painéis sem abertura, calculada com as leituras dos dois transdutores colocados nestes painéis, é apresentada no Quadro 5.9.

Quadro 5.9: Rigidez axial dos painéis sem abertura

Painel	E_c (GPa)	L (m)	Área (m ²)	F (kN)	LVDT 3		LVDT 4		Média
					ΔL (mm)	E (GPa)	ΔL (mm)	E (GPa)	E (GPa)
2	34.03	1.84	0.132	91.66	0.0116	110.13	0.0078	163.24	136.68
3	34.60	1.84	0.116	91.66	0.0237	61.37	0.0236	61.60	61.49
6	35.89	1.84	0.126	41.66	0.0071	85.73	0.0073	83.43	84.58
				91.66	0.0202	66.36	0.0190	70.42	68.39

Esperava-se que os valores do módulo de elasticidade calculado fossem semelhantes ao módulo de elasticidade do betão da camada interior (E_c), de cada painel. No entanto, como se pode observar no Quadro 5.9, os valores obtidos são entre 1.8 a 4 vezes maiores do que os valores esperados. Considera-se que ocorreram erros de monitorização nos 2 primeiros painéis. No entanto, mesmo no Painel 6 os valores obtidos são o dobro dos valores esperados.

Os painéis com abertura foram instrumentados com um transdutor que monitoriza a deformabilidade axial da camada interior de betão. Na Figura 5.54 são apresentadas as leituras obtidas nos dois painéis e assinaladas as medidas usadas nos calculo da rigidez.

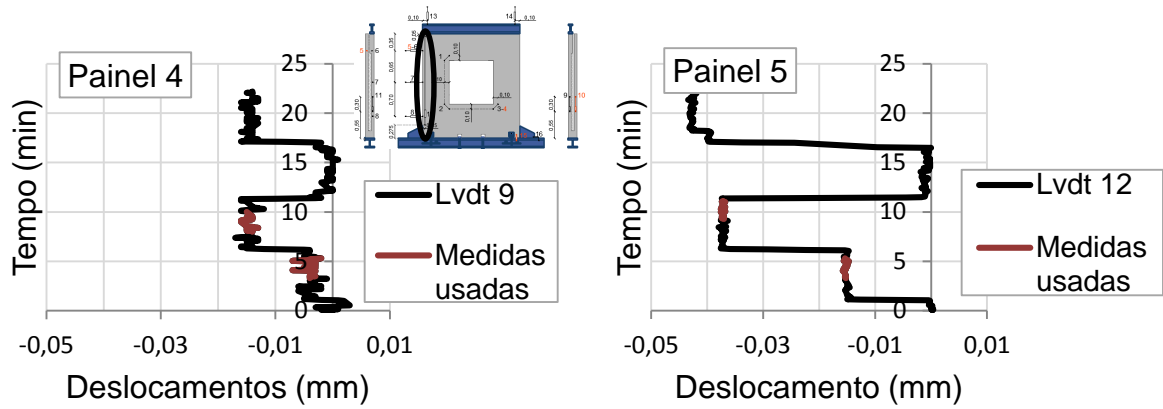


Figura 5.54: Deformações axiais dos painéis com abertura

No caso dos painéis com abertura, foi calculada a rigidez axial dos painéis considerando dois limites. A rigidez foi calculada para um painel sem abertura (2.0 m de largura) e para um painel apenas com 1.1 m de largura. Neste segundo cálculo, despreza-se as zonas acima e abaixo da abertura (0.9 m de largura). No Quadro 5.10 são apresentados os valores da rigidez axial para as duas situações.

Quadro 5.10: Rigidez axial dos painéis com abertura

Painel	E_c (GPa)	L (m)	F (kN)	ΔL (mm)	Sem abertura		Com abertura	
					Área (m ²)	E (GPa)	Área (m ²)	E (GPa)
4	35.97	1.825	41.66	0.0040	0.132	144.00	0.073	261.81
			91.66	0.0146		86.56		157.39
5	41.61	1.825	41.66	0.0153	0.122	40.75	0.067	74.10
			91.66	0.0372		36.85		67.00

O valor do módulo de elasticidade do betão da camada interior devia se encontrar entre os dois limites calculados. Isto ocorre apenas no Painel 5, obtendo-se valores próximos do módulo de elasticidade quando se despreza a existência de uma abertura. Os valores obtidos no Painel 4 são entre 2.4 a 7.3 vezes superiores ao módulo de elasticidade, existindo também uma grande discrepância entre os valores obtidos nos dois níveis de carregamento, indicando um possível erro de monitorização.

A abordagem de cálculo adotada é muito simplista. Nesta análise a variação da espessura da camada interior de betão é desprezada. A camada interior possui uma zona, a 0.40 m do topo, com aproximadamente 90 mm de espessura. A carga é aplicada no pano interior, distribuída pelos 90 mm, com excentricidade em relação à zona com 60 mm de espessura, o que provoca um momento fletor. Este momento fletor diminui o efeito da carga axial, levando a uma rigidez aparente maior.

Com esta análise também não se tem em conta a contribuição da camada exterior de betão, porém também existe a dúvida se esta camada exterior realmente contribui, no caso de um carregamento axial aplicado apenas na camada interior.

5.10 Resultados e discussão do ensaio pseudo-estático

Tendo em conta os vários melhoramentos que foram sendo introduzidos no *set-up* dos ensaios, decidiu-se analisar apenas os resultados obtidos nos últimos quatro painéis. Esta decisão é fundamentada no facto destes 4 ensaios terem sido todos realizados, usando o mesmo sistema de apoio. Deste modo, analisa-se os resultados obtidos nos ensaios dos Painéis 3 e 6, sem abertura e Painéis 4 e 5, com abertura.

De forma a ter um controlo da simetria dos ensaios, avaliou-se para estes 4 painéis se o atuador realizou os deslocamentos descritos nos procedimentos e se a carga aplicada é simétrica (“puxa” e “empurra”) em cada *drift* aplicado. Na Figura 5.55 são apresentados os deslocamentos medidos, no Painel 3, com o transdutor interno do atuador.

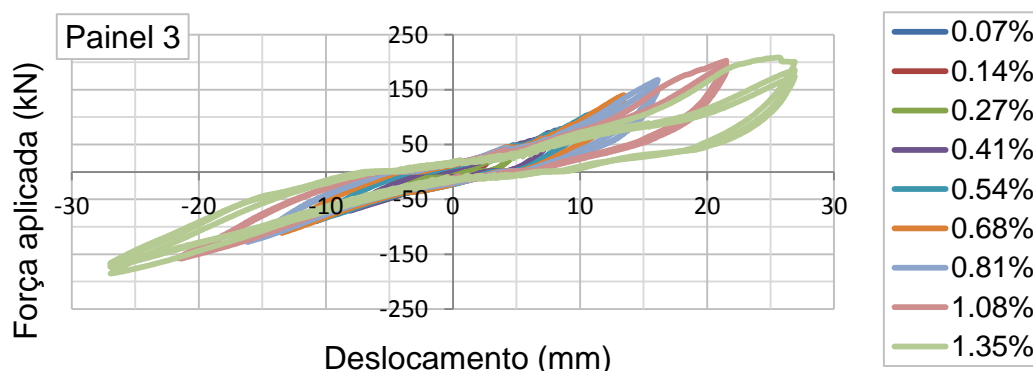


Figura 5.55: Deslocamentos laterais do Painel 3, obtidos com o transdutor interno do atuador

Pode-se observar que os deslocamentos descritos nos procedimentos foram cumpridos no ensaio realizado com o Painel 3. No Anexo IV são apresentados os gráficos de força-deslocamento imposto pelo atuador nos Painéis 4, 5 e 6, onde se pode observar que também nesses ensaios os deslocamentos impostos correspondem ao pretendido. Na mesma figura pode-se observar que a evolução das curvas força-deslocamento é, em todos os painéis, um pouco distinta quando para o mesmo *drift* se comparam os sentidos opostos da deformação.

No ensaio realizado com o Painel 3 observou-se a flexão da chapa de apoio do atuador, levando a que as deformações impostas ao painel sejam inferiores ao pretendido. Este efeito é verificado apenas quando o atuador “puxa” a parede da esquerda para a direita, afetando somente parte do

ciclo, onde a força tem sinal negativo. Na Figura 5.56 é apresentado o gráfico da força registada ao longo do tempo, no Pannel 3.

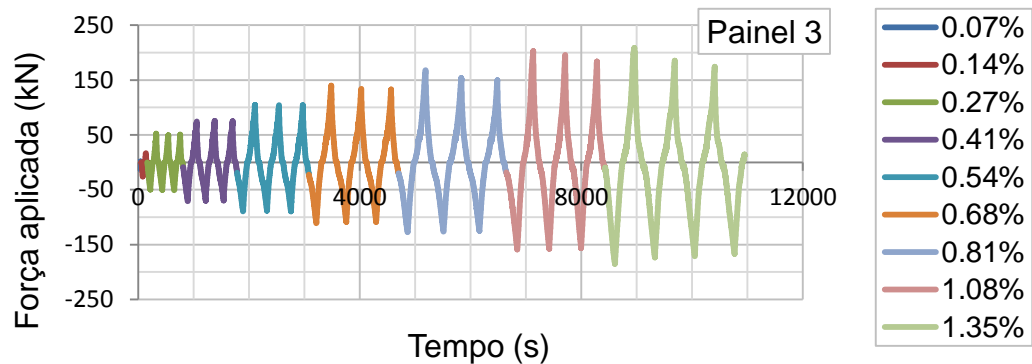


Figura 5.56: Força registada ao longo do ensaio (Pannel 3)

Pode-se observar que até ao *drift* de 0.41% a força é quase simétrica, porém para *drifts* superiores registam-se níveis de carga maiores quando o painel é “empurrado” (força com sinal positivo) do que quando o painel é “puxado” (força com sinal negativo). Este facto confirma que realmente a flexão da chapa de fixação do atuador teve impacto nos resultados do ensaio.

Os gráficos dos restantes 3 ensaios são apresentados no Anexo V. Nestes ensaios, as cargas registadas são significativamente mais simétricas, mesmo para *drifts* onde o painel já se encontra fendilhado. Com estas leituras verifica-se que a substituição da chapa metálica de fixação do atuador por um perfil metálico, com maior inércia à flexão, melhorou a qualidade do ensaio. Pode-se afirmar também que não existem deslocamentos significativos de translação no esquema de fixação do painel à laje de reação, nem folgas no sistema de aplicação da carga horizontais, pois estes dois fatores afetariam a simetria das cargas registadas.

Os ensaios dos vários painéis foram sempre controlados por deformação, pelo que se procurou verificar, em cada painel, se havia uma boa correspondência entre o início de aplicação de carga e o início de deformação. Na Figura 5.55 e na Figura 5.56 verifica-se que para cada ciclo, a posição de deslocamento nulo não corresponde a carga nula. No entanto as curvas força-deformação são muito simétricas em termos de carga em relação ao deslocamento 0, pelo que se considera que a simetria de aplicação do carregamento foi garantida.

Os deslocamentos horizontais, medidos ao longo da altura das faces laterais dos painéis, apresentaram menores valores negativos do que positivos em todos os transdutores colocados nas várias posições. Os deslocamentos negativos são registados quando o transdutor fecha. Deste modo, se a parede é “empurrada” da direita para a esquerda, os transdutores da esquerda

teriam de registar deslocamentos negativos e os transdutores da direita deslocamentos de similar valor mas positivos, ocorrendo o inverso quando a parede é “puxada” da esquerda para a direita. Os deslocamentos laterais do Pannel 3 são apresentados na Figura 5.57 e na Figura 5.58. Para os restantes 3 ensaios analisados, apresentam-se os gráficos de força-deslocamento no Anexo VI.

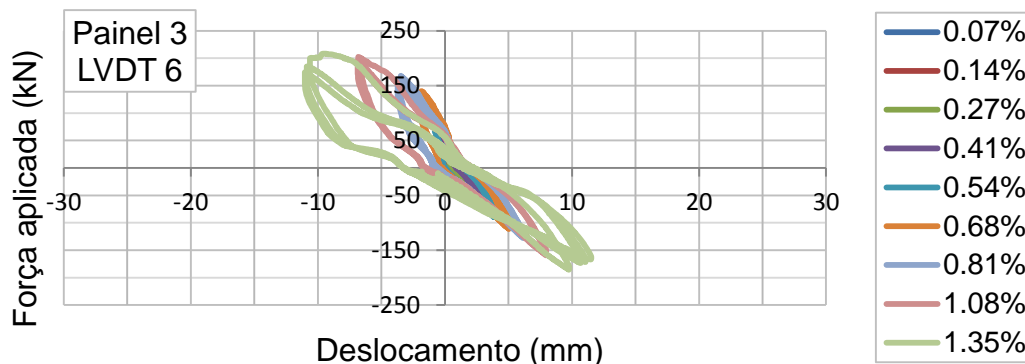


Figura 5.57: Deslocamentos laterais do Pannel 3, transdutor 6

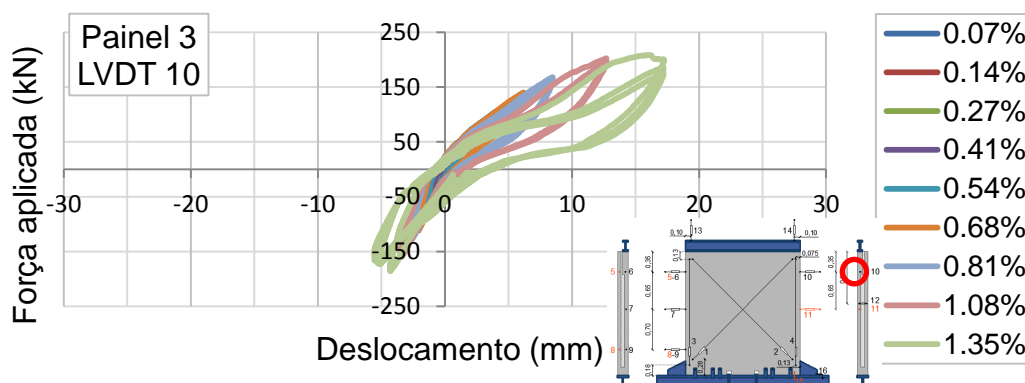


Figura 5.58: Deslocamentos laterais do Pannel 3, transdutor 10

Nos transdutores da esquerda (ex. transdutor 6) observa-se que para ciclos onde a fendilhação é significativa as diferenças entre os deslocamentos negativos e positivos são pequenas, porém, para ciclos com *drift* inferior a 0.81%, inclusive, registam-se deslocamentos negativos muito inferiores aos positivos. Nos transdutores colocados na lateral direita do painel (ex. transdutor 10), a diferença entre os deslocamentos negativos e positivos é bastante notória em todos os ciclos, registando-se deslocamentos negativos muito inferiores aos positivos. Este comportamento é verificado em todos os painéis analisados.

Seria de esperar que os deslocamentos negativos obtidos em um dos lados fossem similares aos deslocamentos positivos obtidos do outro lado, e vice-versa. Esta diferença pode derivar de imperfeições do painel ou de imperfeições no *set-up* do ensaio. O sistema de apoio usado nos 4 ensaios em análise foi apresentado na Figura 5.23. Neste sistema, os suportes dos transdutores

laterais são aparafusados ao perfil metálico de base juntamente com as respetivas cantoneiras laterais, como se pode ver na Figura 5.28 (f), fazendo com que os deslocamentos de translação das cantoneiras não sejam detetados por estes transdutores. Porém, também não se considera que esta seja a origem das diferenças encontradas pois o deslocamento máximo de translação medido, da cantoneira da direita, foi de 0.25 mm, nos quatro ensaios. Qualquer deslocamento entre o perfil metálico de base, sobre o qual apoiam diretamente os painéis, e a laje de reação também não será detetado pelos transdutores pois move-se tudo em conjunto, podendo então as diferenças observadas derivar de: translação da parede entre as cantoneiras, flexão do suporte dos transdutores laterais, levantamento do painel na base ou rotação das cantoneiras, fazendo com que o elemento de fixação rode em conjunto.

As imperfeições nas dimensões da espessura das camadas, detetadas em todos os painéis, também poderiam traduzir-se num comportamento distinto quando o painel fosse solicitado em ambos os sentidos de carregamento. Porém, seria muito improvável todos os painéis apresentarem o mesmo comportamento, e esta diferença de comportamento seria notada nos transdutores colocados em ambas as laterais, independentemente do sentido do andamento dos transdutores.

Se houver translação da parede entre as cantoneiras, o resultado a esperar é que se obtenham deslocamentos negativos e positivos maiores nos transdutores em ambas as laterais, no entanto não foi colocado nenhum transdutor para verificar esta translação. Por outro lado, estes deslocamentos não deverão ser significativos pois entre as cantoneiras e a parede foi colocado uma massa betuminosa, de forma a diminuir as folgas entre os dois elementos e posteriormente as cantoneiras foram ajustadas à parede através de 4 varões de pré-esforço.

O suporte dos transdutores é composto por dois elementos. Os transdutores inferiores são fixados num elemento rígido de aço e os transdutores a 1.15 m e 1.8 m da base do provete, são fixados num perfil perfurado reforçado com uma barra de alumínio que é mais flexível. A flexão desta parte do elemento reforçada com a barra de alumínio faria com que os transdutores superiores obtivessem leituras de deslocamentos negativos menores, em ambas as laterais, não sendo no entanto afetadas as leituras dos transdutores inferiores. Porém, na Figura 5.59 verifica-se que os transdutores inferiores também apresentam leituras de deslocamentos negativos menores.

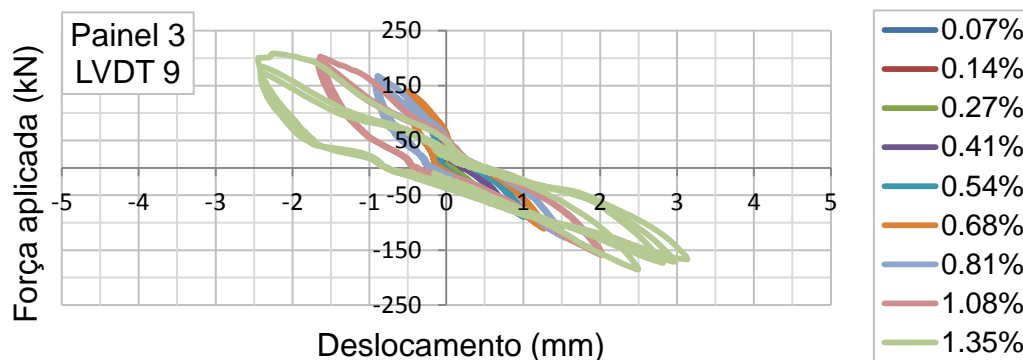


Figura 5.59: Deslocamentos laterais do painel 3, transdutor 9

O levantamento do painel na base e o correspondente movimento deste como corpo rígido faz com os deslocamentos negativos e positivos sejam majorados. Através do transdutor 15, que mede o levantamento da base a 5 mm da lateral direita, foi possível subtrair a parcela de deslocamento lateral que deriva do levantamento na base. Verificou-se que com esta correção os deslocamentos de todos os transdutores laterais ficam ainda mais assimétricos.

Outro fenómeno seria a rotação das cantoneiras, levando à rotação conjunta dos suportes dos transdutores. O suporte dos transdutores é colocado acima da cantoneira e os dois elementos são aparafusados em conjunto ao banzo do perfil metálico de base. Esta ligação é feita através do máximo aperto manual possível dado nos parafusos com anilhas de compressão, de modo a diminuir a translação destes elementos. Apesar de tudo, as anilhas de compressão funcionam como mola, podendo permitir uma reduzida rotação da cantoneira. É complexo entender o sentido de rotação das cantoneiras, e estando estas unidas por varões de pré-esforço, é ainda mais difícil estimar o efeito destes, nos esforços e possíveis movimentos impostos em cada cantoneira. Como se verificou nos gráficos apresentados anteriormente, as leituras das curvas de força-deformação são diferentes nos transdutores da esquerda e da direita, levando a concluir que os suportes rodavam de modo diferente. No entanto, não se sabe até que ponto os varões de pré-esforço permitem a rotação independente das cantoneiras.

A análise dos vários aspetos atrás referidos não permitiu chegar a uma conclusão decisiva de qual o fenómeno que está a afetar a monitorização do ensaio. Conclui-se que as leituras registadas pelos vários transdutores são afetadas por um somatório de efeitos, sendo no entanto difícil identificar os correspondentes efeitos.

Em todos os transdutores são observados que os deslocamentos negativos são significativamente inferiores aos positivos, com exceção dos últimos ciclos, apenas nos

transdutores da esquerda. Através da análise feita na procura da origem deste efeito, verificou-se que tanto os deslocamentos negativos como os deslocamentos positivos podem estar afetados por um ou mais efeitos. Por razões de segurança, e visto que em todos os efeitos estudados os deslocamentos positivos possivelmente estão majorados, enquanto que os deslocamento negativos podem estar a ser minorados, nas análises seguintes apenas vão ser consideradas as curvas força-deslocamento para deslocamentos positivos.

5.10.1 Funcionamento conjunto dos dois panos de betão

Na conceção do painel *sandwich* analisado neste trabalho, pretendia-se que os esforços fossem transmitidos entre as duas camadas de betão pelos conectores. Neste programa experimental, o carregamento axial cíclico é apenas imposto no topo da camada interior de betão. De modo a avaliar o funcionamento conjunto das duas camadas, foram colocados transdutores de deslocamento em ambas as camadas, em posições análogas, para monitorizar os deslocamentos relativos destas. Na Figura 5.60, na Figura 5.61, na Figura 5.62 e na Figura 5.63 são apresentados os deslocamentos obtidos com o transdutor 5, colocado na camada exterior, e com o transdutor 6, colocado na camada interior, dos Painéis 3, 4, 5 e 6, respetivamente.

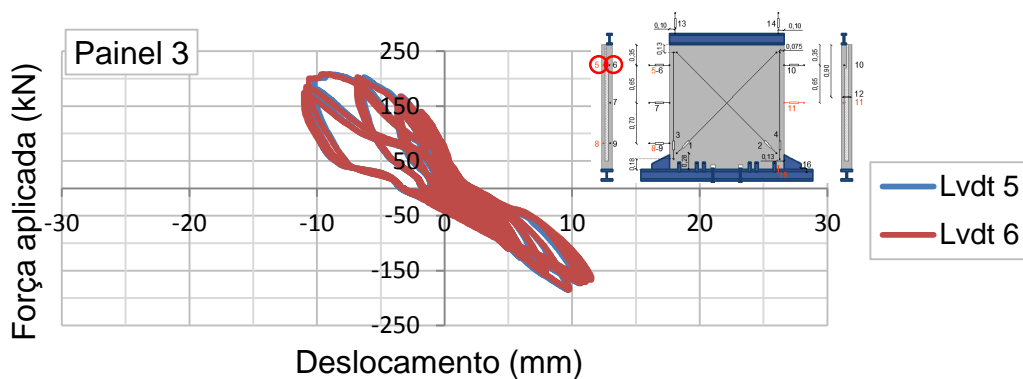


Figura 5.60: Deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão, do Painel 3

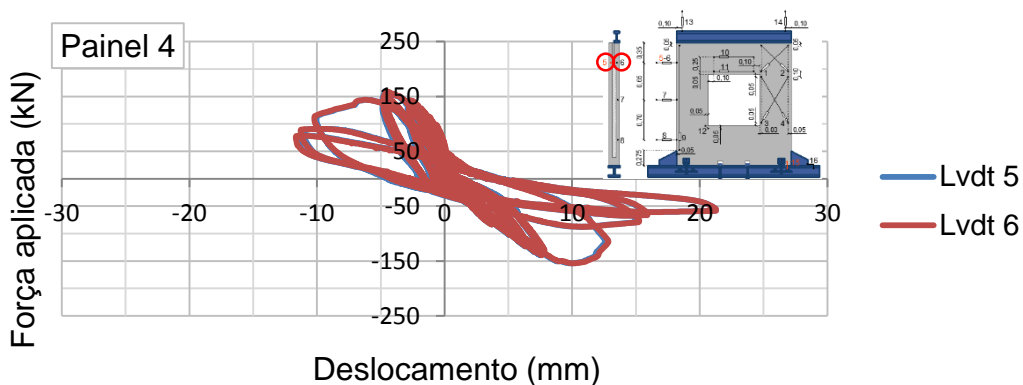


Figura 5.61: Deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão, do Painel 4

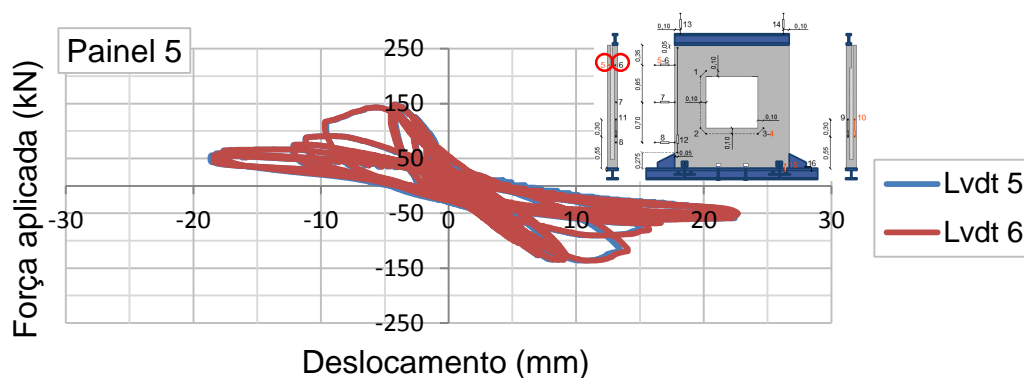


Figura 5.62: Deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão, do Painel 5

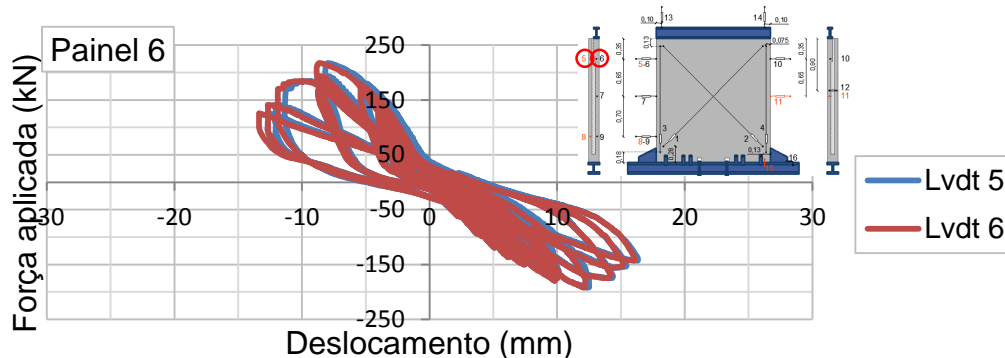


Figura 5.63: Deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão, do Painel 6

Através da análise dos deslocamentos medidos nas duas camadas de betão, observa-se que, em todos os painéis os deslocamentos medidos nas duas camadas, em posições equivalentes, são muito similares.

Os painéis sem abertura foram também instrumentados com um transdutor (LVDT 12), colocado na face lateral dos painéis, perpendicularmente à direção do carregamento lateral, medindo os deslocamentos relativos entre as duas camadas. Observou-se que os deslocamentos obtidos com este transdutor são muito reduzidos, tendo sido obtido os valores máximos de 0.027 mm no Painel 3 e 0.007 mm no Painel 6.

Deste modo, pode-se concluir que estes conectores transferem esforços na direção de menor inércia, garantindo o funcionamento conjunto das duas camadas de betão dos painéis, quando estes são solicitados lateralmente.

5.10.2 Capacidade de carga-deformação

De modo a obter uma maior perceção do comportamento global dos 4 painéis, foram definidas envolventes das curvas de força-deformação. As curvas envolventes foram estabelecidas

considerando os deslocamentos positivos (ação de “puxar”) obtidos no topo da camada interior de betão, com o transdutor 6. Cada ponto da curva corresponde à força máxima e ao respetivo deslocamento, obtidos em cada *drift* imposto. No Quadro 5.7 são apresentados os *drifts* impostos em cada painel e o número de ciclos realizados para um mesmo *drift*.

Na Figura 5.64, na Figura 5.65 e na Figura 5.66 são apresentadas as envolventes dos deslocamentos horizontais máximos obtidos nos quatro painéis para os ciclos 1, 2 e 3, respetivamente. Os pontos de força-deformação para os *drifts* de 0.07% e 0.14% são apresentados repetidamente nas curvas envolventes, referentes aos 3 ciclos de carregamento.

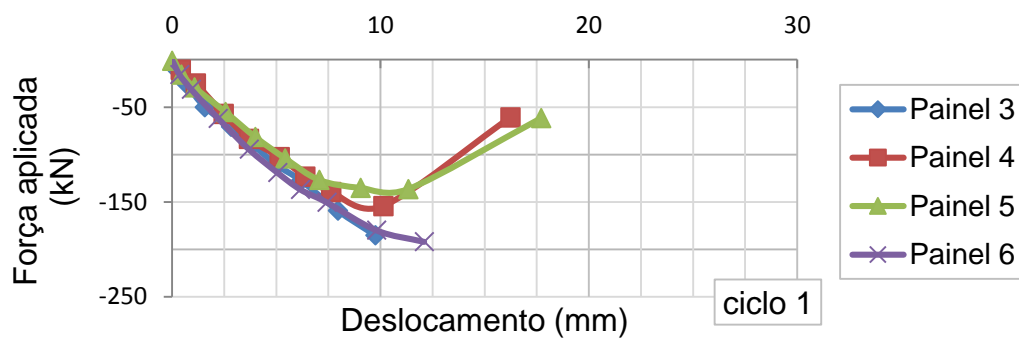


Figura 5.64: Envolvente das curvas força-deslocamento, para o 1º ciclo de cada *drift*

Devido a problemas técnicos, no Painel 4 apenas se aplicou 1 ciclo do *drift* de 1.35%. Nas envolventes dos ciclos 2 e 3, o último ponto de força-deformação do painel 4 corresponde ao *drift* de 1.08%, não sendo possível comparar os últimos pontos dos restantes painéis (*drift* 1.35%) com o painel 4.

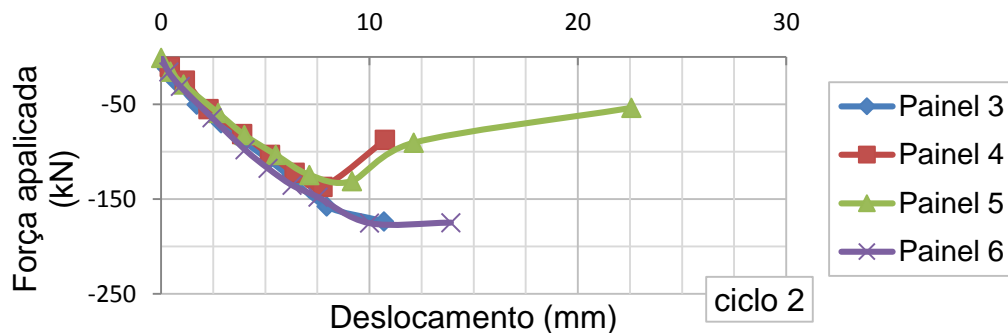


Figura 5.65: Envolvente das curvas força-deslocamento, para o 2º ciclo de cada *drift*

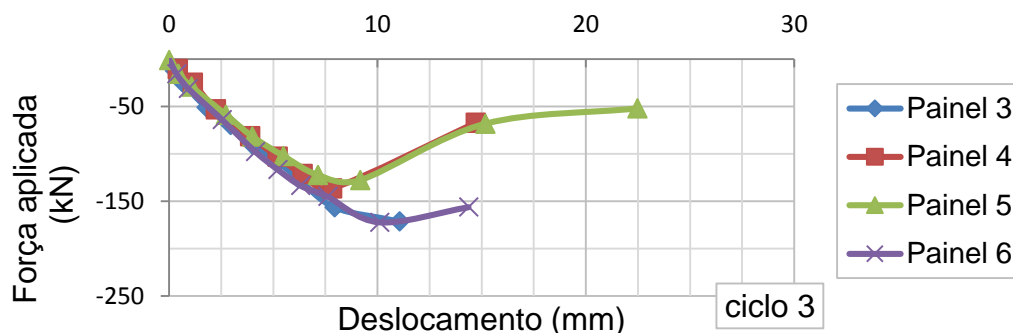


Figura 5.66: Envolvente das curvas força-deslocamento, para o 3º ciclo de cada *drift*

Cada ponto das curvas corresponde à força máxima e correspondente deslocamento registados em cada *drift*. Como foi imposto o mesmo conjunto de procedimentos em todos os painéis (com exceção dos 2 últimos ciclos do *drift* de 1.35%), os pontos correspondentes ao mesmo *drift* deveriam aproximadamente coincidir em termos de deslocamento registado. Por este motivo, não se devia verificar uma diferença significativa nos deslocamentos obtidos para um mesmo *drift* imposto, entre os 4 ensaios. Até ao *drift* de 0.81%, os painéis apresentam, nos 3 ciclos, curvas envolventes bastante similares, registando um deslocamento máximo de aproximadamente 8 mm nos Painéis 4 e 6 e de 9 mm no Painel 5. O Painel 3 apresenta menores deslocamentos que os outros painéis em todos os *drifts*, pois o deslocamento imposto pelo atuador não é todo transmitido ao painel, sendo diminuído pela flexão da chapa de suporte do atuador.

Verifica-se que, num estado final do ensaio, não é possível comparar os painéis em termos de *drift* imposto, pois devido às cargas elevadas algum elemento do sistema de apoio ou do sistema de aplicação de carga entra em cedência e cria uma folga que diminui o deslocamento imposto na parede.

No Quadro 5.11 são apresentados, para os 4 painéis, o *drift* para o qual se observou o início da fendilhação e a respetiva força, o *drift* imposto e o deslocamento (transdutor 6) quando a carga máxima é atingida, e a carga e deslocamento (transdutor 6) no último *drift* imposto. Entre parênteses é apresentado o número de ciclos aplicados no último *drift* imposto.

Quadro 5.11: *Drift* e carga de fendilhação, carga máxima e nível de carregamento

Painel	Ação	Fendilhação		Carga máxima			Último <i>drift</i> imposto		
		<i>Drift</i> (%)	Força (kN)	<i>Drift</i> (%)	Desl. (mm)	Força (kN)	<i>Drift</i> (%)	Desl. (mm)	Força (kN)
3	Puxa			1.35 (1)	9.75	-185.40	1.35 (3)	11.06	-171.40
	Empurra	*		1.35 (1)		208.56	1.35 (3)		174.39
4	Puxa	0.54 (1)	-102.91	1.08(1)	10.14	-154.35	1.35 (1)	16.23	-60.96
	Empurra			0.81(1)		159.61	1.08 (3)		78.43
5	Puxa	0.41 (3)	-102.36	1.08(1)	11.33	-136.48	1.35 (3)	22.47	-52.15
	Empurra			0.81 (1)		148.90	1.35 (3)		55.74
6	Puxa			1.35 (1)	12.11	-192.05	1.35 (3)	14.38	-156.3
	Empurra	**		1.08 (1)		217.28	1.35 (3)		125.59

*O Painel 3 foi sujeito a 2 ensaios com sistemas de fixação à base distintos. No ensaio em análise, este painel já se encontrava pré-fendilhado, observando-se pequenas fendas junto à base.

**O Painel 6 foi sujeito a 3 tentativas de ensaio, onde foram impostos *drifts* máximos de 0.54%, 0.27% e 0.41%, respetivamente, e se observou uma resposta em termos de carga, bastante assimétrica quando o painel era “puxado” e “empurrado”. Esta assimetria devia-se a folgas na fixação do perfil metálico de base à laje de reação. Na primeira tentativa de ensaio apareceu uma pequena fenda na base do painel, no primeiro ciclo do *drift* de 0.41%.

No Quadro 5.11 observa-se que o início da fendilhação, nos painéis com abertura (Painel 4 e Painel 5) ocorre para *drifts* ligeiramente diferentes, correspondendo porém a cargas bastante similares.

Como se observa claramente nas curvas envolventes, os painéis sem abertura apresentam uma carga máxima superior à obtida nos painéis com abertura. A média das cargas máximas obtidas nos painéis sem abertura é 25.7% superior à média das cargas máximas medidas nos painéis com abertura. A carga máxima medida no Painel 3 ocorre para um deslocamento um pouco menor que nos restantes painéis. No último ciclo imposto, este painel apresenta uma capacidade de carga muito elevada, apenas inferior à carga máxima em 14 kN. Neste caso, ficam algumas dúvidas em relação à possibilidade deste painel ainda ter uma maior capacidade de carga. Nos

restantes ensaios, verifica-se que os painéis com abertura atingem a carga máxima para um deslocamento imposto ligeiramente menor que o painel sem abertura.

As cargas registadas no final dos ensaios dos Painéis 3, 4, 5 e 6 são 88%, 44%, 28% e 69 % das cargas máximas obtidas no respetivo ensaio. Verifica-se que a fendilhação observada na base dos painéis sem abertura e a rotura dos conectores nesta zona não provoca uma degradação significativa da capacidade de carga destes painéis. Nos painéis com abertura, a rotura dos conectores junto aos cantos da abertura provoca uma maior redução da capacidade de carga.

5.10.3 Rigidez cíclica

Das curvas força-deslocamento positivo obtidas com o transdutor 6, calculou-se a rigidez cíclica para cada *drift* imposto e para os 3 ciclos aplicados no mesmo *drift*.

A rigidez cíclica (k) foi calculada de acordo com a equação 5.4, que consiste na determinação da inclinação da linha que une a origem ao pico de carga de cada ciclo, como se pode observar na Figura 5.67.

$$K = \frac{F_{max}^-}{d^+} \quad (5.4)$$

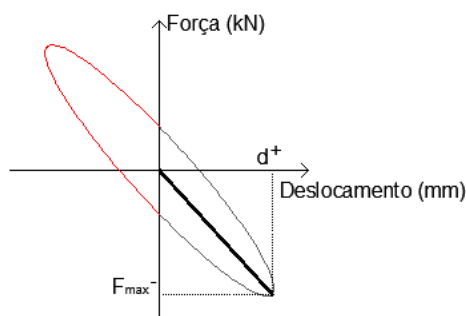


Figura 5.67: Cálculo da rigidez cíclica

Na Figura 5.68, na Figura 5.70, na Figura 5.72 e na Figura 5.74 são apresentadas as curvas envolventes dos 3 ciclos aplicados em cada *drift*, dos Painéis 3, 4, 5 e 6, respetivamente.

Na Figura 5.69, na Figura 5.71, na Figura 5.73 e na Figura 5.75 apresenta-se graficamente a evolução da rigidez em cada ciclo dos Painéis 3, 4, 5 e 6.

Cada ponto das curvas apresentadas nas figuras referidas anteriormente corresponde aos *drifts* impostos no procedimento, expostos no Quadro 5.7.

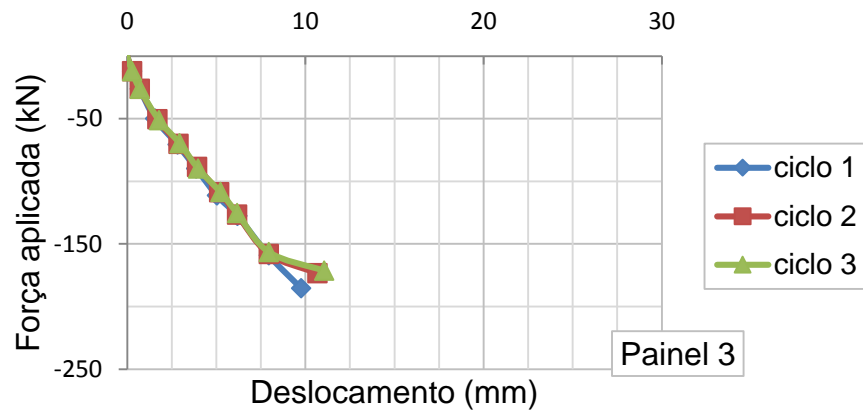


Figura 5.68: Envolvente das curvas força-deslocamento dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 3

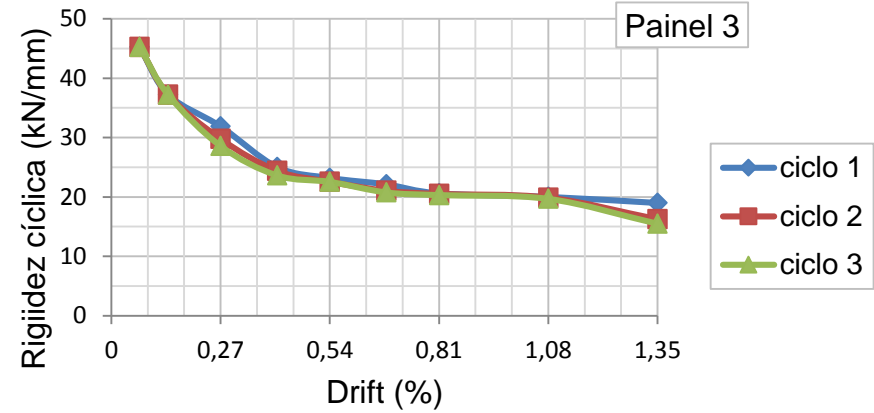


Figura 5.69: Degradação da rigidez cíclica dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 3

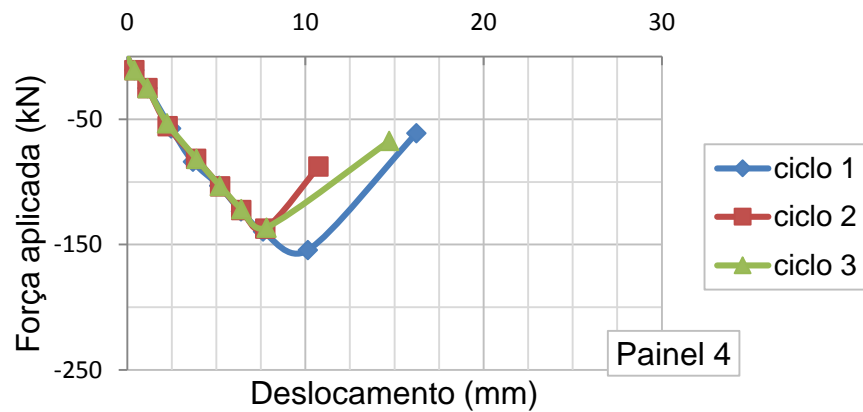


Figura 5.70: Envolvente das curvas força-deslocamento dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 4

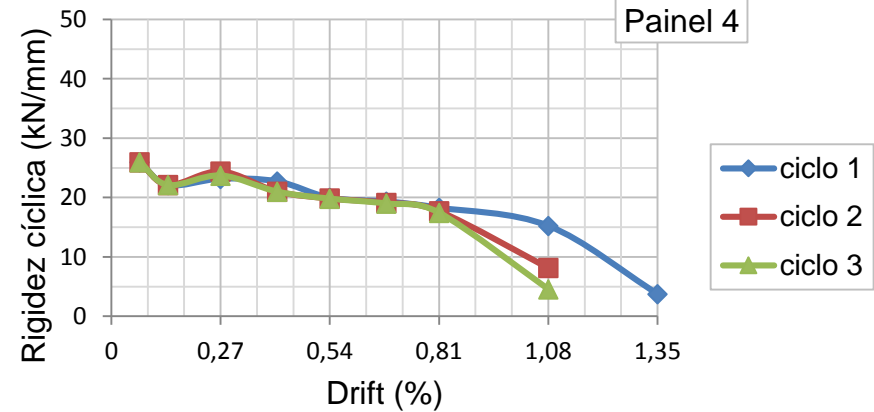


Figura 5.71: Degradação da rigidez cíclica dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 4

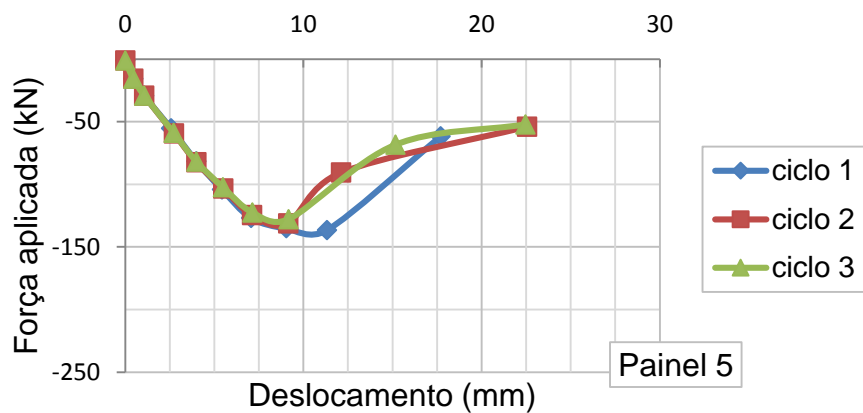


Figura 5.72: Envolvente das curvas força-deslocamento dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 5

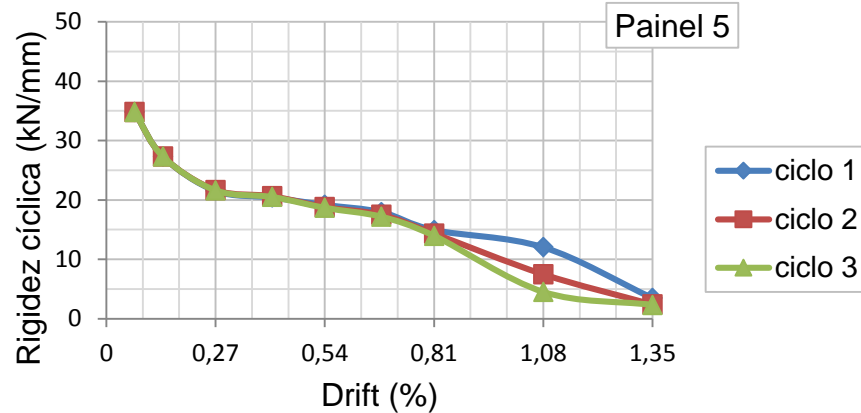


Figura 5.73: Degradação da rigidez cíclica dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 5

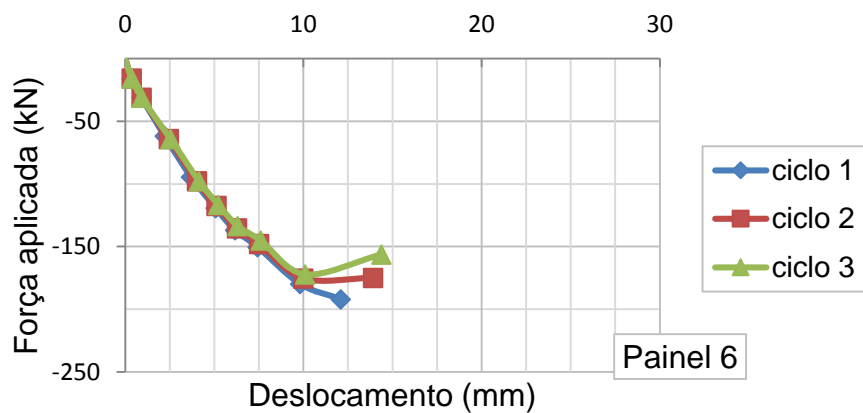


Figura 5.74: Envolvente das curvas força-deslocamento dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 6

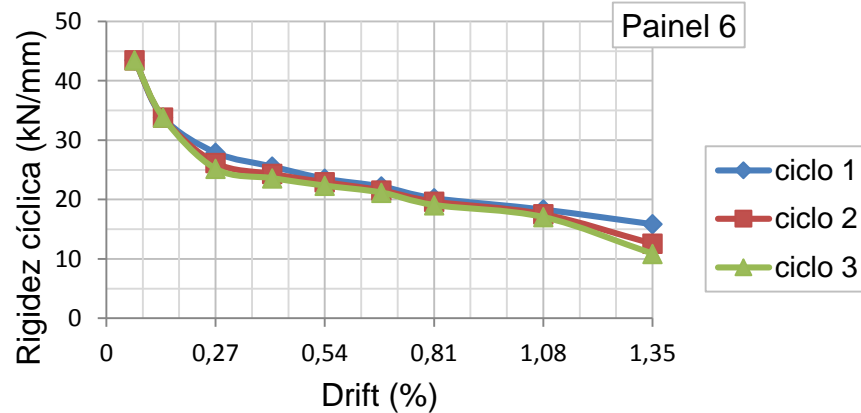


Figura 5.75: Degradação da rigidez cíclica dos 3 ciclos de carregamento, do Painel 6

Analisando as curvas das envolventes e da rigidez cíclica verifica-se, até à carga máxima, um comportamento bastante similar entre os 3 ciclos de cada *drift*, não se verificando alteração no comportamento de cada um dos 4 painéis, o que apenas veio a ocorrer nos *drifts* finais.

Observando a rigidez dos 4 painéis, calculada para os primeiros *drifts*, verifica-se que os valores obtidos são elevados e tendem a diminuir à medida que o *drift* aumenta. A diminuição referida diz respeito a *drifts* anteriores ao aparecimento de fendilhação nas paredes. Como os painéis não apresentam ainda fendilhação, os valores da rigidez de cada painel deveriam ser constantes. Deste modo, considera-se que a rigidez calculada nos 2 primeiros *drifts* não será representativa do comportamento do painel, estando afetada por pequenas folgas no ensaio. Como os deslocamentos impostos inicialmente são de pequena dimensão, qualquer pequena folga no ensaio irá afetar significativamente as leituras dos transdutores nesta fase inicial.

A partir do momento em que cada painel apresenta fendilhação, a sua rigidez sofre uma redução muito mais lenta do que na fase inicial, até ser atingida a carga máxima. Depois de ser atingida a carga máxima, verifica-se em cada painel uma diminuição mais acentuada da rigidez, diminuição essa que se verifica em cada ciclo aplicado.

5.10.4 Comparação da rigidez dos 4 painéis

Na Figura 5.76, na Figura 5.77 e na Figura 5.78 são apresentadas as curvas de evolução da rigidez com o *drift* imposto, dos 4 painéis no ciclo 1, 2 e 3, respetivamente.

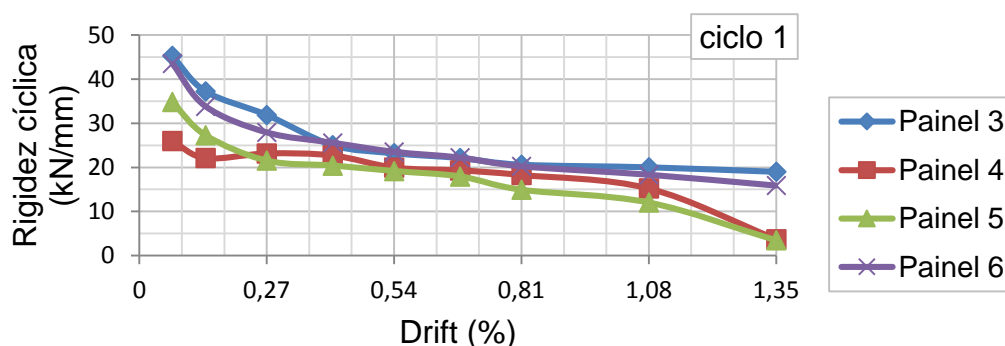
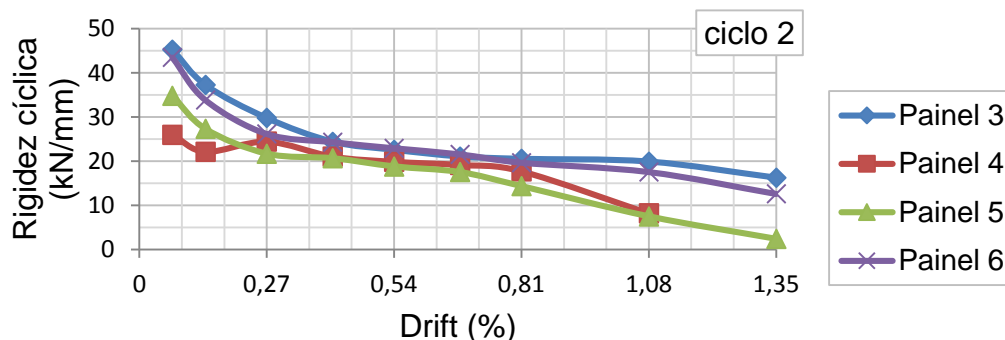
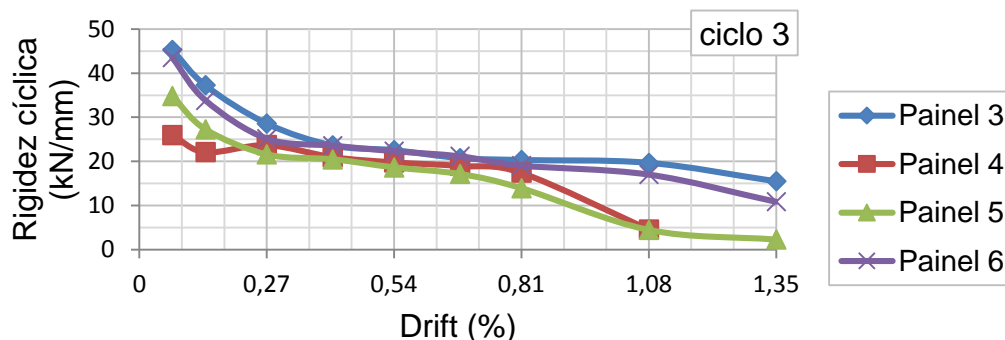


Figura 5.76: Degradação da rigidez cíclica, para o 1º ciclo de cada *drift*


 Figura 5.77: Degradação da rigidez cíclica, para o 2º ciclo de cada *drift*

 Figura 5.78: Degradação da rigidez cíclica, para o 3º ciclo de cada *drift*

Verifica-se que as curvas correspondentes aos painéis sem abertura são muito semelhantes, assim como as curvas dos painéis com abertura são similares entre elas. Desprezando as rigidezes obtidas nos *drifts* iniciais, que possivelmente estão afetadas por folgas do ensaio, observa-se que os 4 painéis apresentam valores de rigidez muito próximos entre si até ao *drift* correspondente à carga máxima obtida em cada painel. No entanto, a rigidez obtida nos painéis sem abertura é ligeiramente superior à rigidez dos painéis com abertura. Relativamente à fase pós-pico, os painéis com abertura apresentam uma degradação da rigidez significativa em todos os ciclos. Os painéis sem abertura não apresentam uma degradação da rigidez tão elevada, verificando-se no final do ensaio que estes ainda apresentam um valor alto de rigidez.

5.10.5 Deformação de corte

De modo a avaliar as deformações de corte dos painéis sem abertura, estes painéis foram instrumentados com dois transdutores a 45°, representados na Figura 5.79.

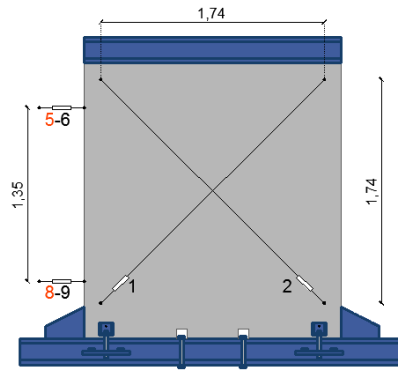


Figura 5.79: Análise de deformações de corte

Comparando os deslocamentos laterais relativos entre os transdutores 6 e 9, colocados na camada interior do betão, com a componente horizontal dos deslocamentos dos transdutores 1 e 2, pretende-se analisar a percentagem de deslocamento lateral que deriva da deformação por corte do painel e averiguar a existência de micro-fendilhação na zona abrangida pelos transdutores 1 e 2.

Como os pontos de leitura dos transdutores laterais não coincidem com os pontos de fixação dos transdutores diagonais é necessário fazer uma correção aos deslocamentos internos obtidos, para se poderem comparar com os deslocamentos laterais.

A distância entre pontos de medição dos transdutores 1 e 2 é calculada de acordo com a equação 5.5.

$$\alpha = \frac{174}{\cos(\cos^{\circ})} \quad (5.5)$$

A correspondente distância medida ao nível dos transdutores 6 e 9 é calculada de acordo com a equação 5.6.

$$\beta = \frac{135}{\cos(45^{\circ})} \quad (5.6)$$

Ao multiplicar as leituras obtidas com os transdutores 1 e 2, por um coeficiente de redução (cr), calculado de acordo com a equação 5.7 é possível comparar os deslocamentos internos do painel com os deslocamentos laterais, pois os pontos de leitura são coincidentes.

$$cr = \frac{\beta}{\alpha} \quad (5.7)$$

Na Figura 5.80 e na Figura 5.81 são apresentados os deslocamentos internos do painel obtidos com os transdutores 1 e 2, sem coeficiente de redução. O sinal negativo corresponde a compressão da diagonal analisada e o sinal positivo corresponde a tração.

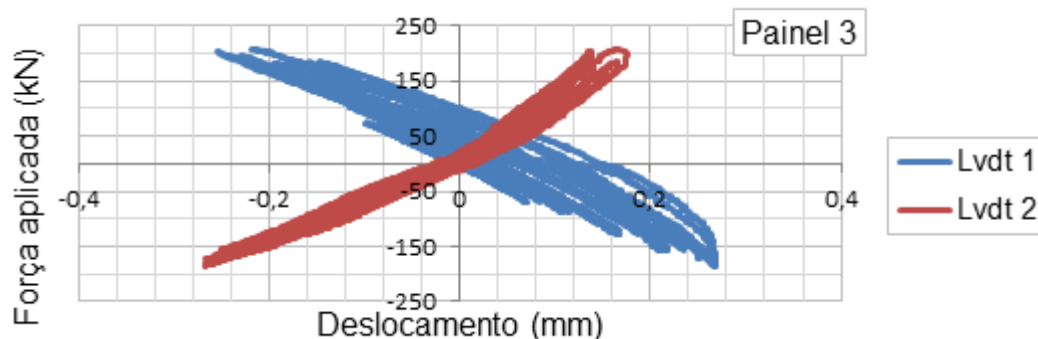


Figura 5.80: Deslocamentos internos do Painel 3

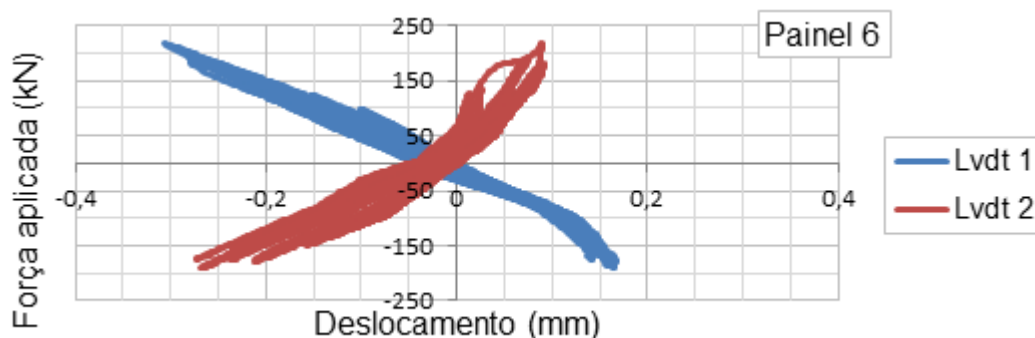


Figura 5.81: Deslocamentos internos do Painel 6

Nos dois ensaios, observa-se que os deslocamentos são da mesma ordem de grandeza e simétricos nos dois sentidos do carregamento. No segundo ensaio, observa-se que os deslocamentos positivos dos dois transdutores são menores que os negativos e menores do que os deslocamentos verificados no ensaio do Painel 3. Existindo a limitação dos deslocamentos laterais da esquerda serem mais viáveis quando a parede é “puxada” (cargas negativas), como referido no ponto 5.10, neste estudo serão usados apenas os dados do transdutor 2, de modo a comparar as leituras confiáveis dos transdutores internos e laterais.

No quadro apresentado no ANEXO VII são apresentados, para os dois painéis sem abertura, os valores dos deslocamentos máximos obtidos com o transdutor 2 em cada ciclo de carregamento (LVDT 2) e a parcela horizontal desses deslocamentos afetados pelo coeficiente de correção, calculados de acordo com a equação 5.8, de modo aos pontos de leitura coincidem com as leituras laterais.

$$LVDT\ 2' = LVDT\ 2 \times cr \times \cos(45^\circ) \quad (5.8)$$

São também apresentados os deslocamentos laterais do Painel 3, obtidos com o transdutor 6 e 9 e os deslocamentos laterais do Painel 6 obtidos com o transdutor 6 e 8, correspondentes ao máximo deslocamento interno (LVDT 2). No painel 6 foram utilizadas as leituras do transdutor 8, colocado na camada externa de betão, colocado no mesmo nível do transdutor 9, pois ocorreu um defeito no transdutor 9. Esta troca é possível pois verificou-se que não existem deslocamentos relativos entre as duas camadas de betão.

É apresentada a subtração entre as leituras dos deslocamentos do transdutor 6 e 9/8, que seriam iguais à parcela horizontal do transdutor 2 (LVDT 2') se não se verificasse folgas no *set-up* ou fendilhação na base do painel.

Verifica-se que a parcela horizontal dos deslocamentos internos é muito reduzida, correspondendo em média a 1.9% dos deslocamentos laterais.

5.10.6 Cargas de projeto

Segundo o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes) (Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, 1983), a determinação dos efeitos da ação sísmica deve ser efetuada por métodos de análise dinâmica, podendo, no entanto, utilizar-se também processos simplificados de análise estática. De modo a estabelecer uma comparação entre as cargas obtidas nos ensaios e as cargas admitidas em projeto, estas serão calculadas através de um método simplificado apresentado pelo RSA. Este método consiste em determinar os efeitos devidos à ação sísmica admitindo comportamento linear da estrutura e aplicando, em cada direção considerada, um sistema de forças estáticas, em correspondência com as massas interessadas. Os valores destas forças podem obter-se multiplicando as cargas correspondentes aquelas massas por 0.22α

O RSA, para efeitos da quantificação da ação sísmica considera o país português dividido em quatro zonas. A influência da sismicidade é traduzida por um coeficiente de sismicidade, α , e cada zona tem inerente um coeficiente, sendo este proporcional à ação sísmica de cada zona. De modo a considerar a situação mais desfavorável será usado o valor do coeficiente correspondente à região com probabilidade de ser mais afetada, sendo α neste caso igual a 1.

As cargas de projeto serão calculadas, adaptando este método à situação em estudo. Neste caso, o painel foi ensaiado com uma ação axial vertical, correspondente às ações gravíticas reais, de

45.83 kN/m. Como a parede em estudo tem 2 m de comprimento, esta carga é equivalente a uma carga pontual de 91.66 kN. Então a ação horizontal, a considerar na direção axial do painel seria de:

$$\text{Força horizontal de projeto} = 0.22 \times 1 \times 91.66 = 20.17 \text{ kN}$$

Segundo este método simplificado, admitido pelo RSA, os painéis em estudo teriam de ser capazes de resistir a uma carga lateral de 20.17 kN.

No Quadro 5.12 são apresentadas as relações percentuais entre as cargas admitidas em projeto e as cargas de fendilhação e cargas máximas registadas nos ensaios experimentais.

Quadro 5.12: Relação entre as cargas de projeto e as cargas obtidas em ensaio

Painel	Ação	Carga de fendilhação		Carga máxima	
		Carga experimental (kN)	Carga Proj./Carga experimental (%)	Carga experimental (kN)	Carga Proj./Carga experimental (%)
3	Puxa		-	-185.40	11.8
	Empurra			208.56	11.6
4	Puxa	-102.91	19.6	-154.35	33.1
	Empurra			159.61	25.7
5	Puxa	-102.36	19.7	-136.48	38.7
	Empurra			148.90	36.2
6	Puxa		-	-192.05	12.9
	Empurra			217.28	16.1

Observa-se que, os painéis em estudo têm uma capacidade de carga muito superior à que é exigida em projeto. Fazendo um dimensionamento em regime elástico, as cargas admitidas em projeto correspondem a 19.7% da carga de fendilhação dos painéis e em média a 10% e 13% das cargas máximas obtidas nos painéis sem e com abertura, respetivamente.

6.1 Conclusões gerais

Na presente dissertação foi apresentado um estudo do comportamento estrutural de painéis de parede *sandwich* com conectores em GFRP, quando sujeitos a flexão simples e flexão composta. Com este objetivo, foi realizado um estudo experimental, dividido em três tipos de ensaios.

Foram realizados 6 ensaios de flexão simples em vigas com 1.245 m de desenvolvimento e 0.2 m de largura, compostas por duas camadas externas de betão autocompactável com 60 mm de espessura e uma camada de isolamento interna de EPS, ligadas por um conector contínuo de GFRP (3 provetes com conectores com malha CSM e 3 com conectores com malha multidirecional). Nestes ensaios, observou-se que o padrão de propagação de fendas foi bastante uniforme, surgindo fendas de flexão entre os pontos de aplicação de carga. Verificou-se também que a rotura se deu pelo esgotamento da capacidade resistente à flexão do conector. Os conectores com malha CSM apresentaram uma fenda ao longo da altura deste, alinhada com o centro dos furos do conector, e os conectores com malha multidirecional apresentaram uma zona onde as fibras mostravam dano. Os provetes com conector de malha multidirecional apresentaram um comportamento mais dúctil. Este conector é composto por fibras mais longas e perfeitamente alinhadas. As fibras orientadas a $\pm 45^\circ$ conferem uma resistência residual que é possivelmente responsável por esta ductilidade. Nos 6 provetes, os deslocamentos relativos entre o betão e o conector, medidos nas extremidades, foram reduzidos. Os provetes apresentaram um grau de interação parcial, em média de 33% nos provetes com conectores CSM e 55% nos provetes com conectores de malha multidirecional.

Realizaram-se também 6 ensaios de flexão simples em faixas de parede com 3.0 m de desenvolvimento e 1.0 m de largura, mantendo-se as dimensões da secção transversal iguais à dos provetes ensaiados anteriormente e alterando-se apenas a disposição e composição dos conectores. Foram ensaiados 3 provetes com conectores contínuos (1

provete com malha CSM, 1 provete com malha TRIAX e 1 provete com malha BIAX) e 3 provetes com conectores descontínuos (2 provetes com malha CSM e 1 provete com malha TRIAX). Destes ensaios conclui-se que, nos provetes com conectores contínuos se obteve um padrão de propagação de fendas uniforme (exceção do conector BIAX), e que no final dos ensaios o conector CSM apresenta uma fenda ao longo da sua altura e os conectores TRIAX e BIAX apresentam uma zona com uma grande quantidade de fibras que sofreram rotura. Os provetes com conectores descontínuos apresentam um comportamento menos dúctil, caracterizado pela abertura brusca de apenas duas fendas ao longo da camada inferior, na secção transversal mais próxima do meio vão onde o conector é interrompido. O provete com conectores contínuos de malha BIAX apresentou uma capacidade de deformação reduzida, por não ter sido capaz de suportar a carga transmitida aquando do início da fendilhação. Estima-se que este comportamento é devido à ausência de fibras orientadas a 0° , que contribuem para a capacidade de carga do provete. Verificou-se ainda que os provetes com conector CSM (exceto Provete 6) apresentam um grau de interação médio de 41%, os provetes com conector TRIAX apresentam em média um grau de interação de 63% e o provete com conector BIAX apresentou um grau de interação de 45%. Não se verificam diferenças significativas no grau de interação, entre provetes com a mesma malha, contínuos e descontínuos.

Dos ensaios de flexão conclui-se também que o tipo de malha utilizada no conector afeta o comportamento global do provete, em termos de capacidade de carga, deformação e rigidez. Verificou-se ainda que as fibras de aço apresentam uma elevada contribuição no controlo da abertura das fendas, sendo as fendas observadas mais tardiamente do que o previsto com o cálculo analítico.

Foram ainda ensaiados seis painéis de parede com $2.0\text{ m} \times 2.0\text{ m}$ à escala real, com e sem abertura, sujeitos a carregamento axial e lateral simultâneos. Os carregamentos foram aplicados apenas na camada interior de betão. Observou-se que, ao longo de todos os ensaios, as duas camadas de betão apresentaram deformação lateral muito similar, constatando-se que estes conectores têm capacidade de transmissão de esforços quando solicitados à flexão na direção do seu eixo de menor inércia. Os painéis sem abertura apresentam apenas fendilhação junto à base, apresentando na rotura uma fenda que desenvolve ao longo de todo o painel e que está alinhada com os furos do respetivo sistema de fixação. Os painéis com abertura desenvolveram inicialmente fendas de corte

e posteriormente de flexão junto aos quatro cantos da abertura, verificando-se na rotura um movimento de corpo rígido em torno destas fendas. Em todos os painéis, verificou-se que o aparecimento das primeiras fendas não degradou a rigidez dos painéis, sendo esta apenas afetada num estado bastante avançado do ensaio, em que as fendas apresentavam maior abertura. Observou-se que, os painéis em estudo têm uma capacidade de carga superior à que é exigida em projeto, quando se faz um dimensionamento simplificado em regime elástico, admitindo os casos de carga preconizados no RSA (Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, 1983). A carga admitida em projeto é igual a 19.7% da carga de fendilhação registada nos painéis e corresponde, em média, 10% e 13% das cargas máximas dos painéis sem e com abertura, respetivamente.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Para complemento do trabalho realizado nesta dissertação, são apontadas algumas sugestões para trabalhos futuros. São indicadas propostas referentes à realização de ensaios experimentais e à análise dos resultados obtidos.

Em relação à realização de ensaios experimentais, propõe-se a realização de um maior número de ensaios de flexão em faixas de parede de 3.0 m de desenvolvimento e 1.0 m de largura, de forma a obter resultados mais fiáveis e um melhor entendimento da influência da alteração da malha do conector (tipo de fibras e sua organização) e da disposição deste no painel de parede. Considera-se então necessário o fabrico e ensaio de provetes com a seguinte composição e distribuição dos conectores:

- 1 provete com conectores contínuos de malha CSM;
- 1 provete com conectores contínuos de malha TRIAX;
- 1 provete com conectores contínuos de malha BIAX;
- 1 provete com conectores contínuos de malha TRIAX;
- 2 provetes com conectores descontínuos de malha BIAX.

Os provetes com conectores CSM e TRIAX contínuos já testados, encontravam-se pré-fendilhados, o que afetou a análise do comportamento destes provetes. Seria então necessário a repetição dos ensaios com provetes similares a estes. Nestes ensaios,

verificou-se também que as fibras de vidro, constituintes do conector, orientadas a 0° contribuíam na capacidade de carga do provete e as fibras a 45° contribuíam na capacidade de deformação deste. Seria então uma mais-valia para o entendimento deste pressuposto, fazer ensaios também em provetes com conectores de malha multidirecional, de modo a comparar provetes com conectores de malhas com percentagens distintas de fibras alinhadas a 0° e $\pm 45^\circ$.

Referente às paredes à escala real, seria interessante realizar um estudo da otimização da distribuição dos conectores no painel.

Em relação à análise de resultados, verifica-se que seria importante ter um maior entendimento do comportamento estrutural dos painéis de parede face à ação sísmica. Para tal, seria necessário avaliar a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia destes painéis.

Seria ainda importante construir e calibrar modelos numéricos representativos dos vários ensaios realizados. A definição de uma estratégia de modelação adequada para este tipo de elemento estrutural resultaria na definição de ferramentas de análise capazes de avaliar com maior precisão a resposta global de estruturas compostas pelos painéis *sandwich* em estudo. Após a calibração do modelo seria possível fazer alterações na geometria e nas condições de carregamento e analisar o comportamento deste tipo de painel, sem ser necessário recorrer a mais ensaios experimentais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida**, Maria I. A., (2009), “Comportamento estrutural de painéis sanduíche compósitos para aplicações na indústria da construção”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Barros**, J., **Pereira**, E., **Ribeiro**, A. & **Queirós**, P., (2005), “PABERFIA – Painéis *sandwich* pré-fabricados de betão auto-compactável reforçado com fibras de aço”, Relatório 05-DEC/E-20.
- Barros**, J., **Lourenço**, L., **Gonçalves**, D., **Durães**, B., **Alves**, N. & **Nunes**, Â., (2010), “Avaliação da heterogeneidade das propriedades mecânicas de um BACRFA em elementos estruturais”, BAC2010 - 2º Congresso Ibérico sobre betão auto-compactável, Guimarães, 1 e 2 de Julho.
- Barros**, J., (2011), “Technology, design and applications of steel fibre reinforced self-compacting concrete”, 6th International Conference Fibre Concrete 2011 - Technology, Design, Application, CTU in Prague, Masarykova kolej, 8 and 9 September.
- Benayoune**, A.; **Samad**, A. A.; **Ali**, A.A. & **Trikha**, D. N., (2007), “Response of pre-cast reinforced composite *sandwich* panels to axial loading”, Construction and Building Materials, vol. 21, pp. 667-685.
- Benayoune**, A.; **Samad**, A. A.; **Trikha**, D. N.; **Ali**, A. A., & **Ashrabov**, A. A., (2006), “Structural behavior of eccentrically loaded precast *sandwich* panels”, Construction and Building Materials, vol. 20, pp. 713-724.
- 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(4), pp. 580-592.
- Bertini**, Alexandre A., (2002), “Estruturas tipo sanduíche com placas de argamassa projetada”, Dissertação de Doutoramento em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos.

- Bunn**, William G., (2011), “CFRP Grid/Rigid Foam Shear Transfer Mechanism for Precast, Prestressed Concrete *Sandwich* Wall Panels”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual da Carolina do Norte.
- Bush**, T. D., & **Stine**, G. L., (1994), “Flexural behavior of composite precast concrete *sandwich* panels with continuous truss connectors”, PCI journal, vol. 39(2), pp. 112-121.
- Correia**, J.R.; **Garrido**, M.; **Gonilha**, J.A.; **Branco**, F.A. & **Reis**, L.G., (2012), "GFRP *sandwich* panels with PU foam and PP honeycomb cores for civil engineering structural applications: Effects of introducing strengthening ribs", International Journal of Structural Integrity, Vol. 3 (2), pp. 127 – 147.
- Chen**, L.; **Hou**, H., & **Li**, G., (2011), “Experimental Investigations on Flexural Behavior of *Sandwich* Composite Panels”, Advanced Materials Research, vol. 287 – 290 (July), pp. 810-814.
- DIAB**, (2001), “*Sandwich* concept”, DIAB *Sandwich* Handbook, Apresentação da empresa DIAB.
- Frankl**, B. A.; **Lucier**, G. W.; **Hassan**, T. K., & **Rizkalla**, S. H., (2011), “ Behavior of precast , prestressed concrete *sandwich* wall panels reinforced with CFRP shear grid”, PCI Journal, vol. 56(2), pp. 42-54.
- Gara**, F.;**Ragni**, L.; **Roia**, D., & **Dezi**, L., (2012), “Experimental behavior and numerical analysis of floor *sandwich* panels”, ENGINEERING STRUCTURES, vol. 36, pp. 258-269.
- Gleich**, H., (2007), “New carbon fiber reinforcement advances *sandwich* wall panels”, Stucture Magazine, (April), pp. 61-63.
- Gonçalves**, Cláudia, (2012), “Estudo do comportamento de elementos de conexão em GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) para utilização em painéis *sandwich* de betão”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Han, Juan; (ULC Department of Civil, Environmental and Geomatic Engineering, Gower St, London, W. 6BT), “SHEAR BEHAVIOR OF Twin Wall System for Sustainable Construction”. MSc. Civil Engineering, p. 1.

Farinha, J. & Correia dos Reis, A., (1992), “Tabelas técnicas”.

Lameiras, R., (2014), “*Sandwich* structural panels comprising thin-walled Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete (SFRSCC) and Fibre Reinforced Polymer (FRP) connectors: from material features to structural behaviour”, Dissertação de doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Lameiras, R.; Santos, T.; Barros, J.; Azenha, M. & Valente, I., (2012), “Desenvolvimento de painéis *sandwich* estruturais constituídos por camadas nervuradas de betão autocompactável reforçado com fibras de aço e conectores de compósito polimérico reforçado com fibras de vidro”, Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL-BE2012 FEUP, pp. 24-26.

Mohamad, N., & Mahdi, M. H., (2011), “Testing of Precast Lightweight Foamed Concrete *Sandwich* Panel With Single and Double Symmetrical Shear Truss Connectors Under Eccentric Loading”, *Advanced Materials Research*, vol. 335-336, pp. 1107-1116.

NP EN 1991-1-1 (2009), “Eurocódigo 1- Ações em estruturas, Parte 1-1: Ações gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, CEN.

NP EN 1992-1-1 (2010), “Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, CEN.

Pantelides, C. P.; Asce, M.; Surapaneni, R.; Reaveley, L. D., & Asce, M., (2008), “Structural Performance of Hybrid GFRP / Steel Concrete *Sandwich* Panels”, *Journal of Composites for Construction*, vol. 12(September-October), pp. 570-576.

Pavese, A., & Bournas, D. A., (2011), “Experimental assessment of the seismic performance of a prefabricated concrete structural wall system”, *Engineering Structures*, vol. 33(6), pp. 2049-2062.

- PCI Committee on Precast *Sandwich* Wall Panels**, (1997), “State of the Art of Precast / Prestressed Concrete *Sandwich* Wall Panels”, *PCI Journal*, vol 42 (2).
- PCI Committee on Precast *Sandwich* Wall Panels**, (2011), “State of the Art of Precast / Prestressed Concrete *Sandwich* Wall Panels”, *PCI Journal*, pp. 131-142.
- Pereira, E. N. B; Barros, J. A. O., & Camões, A.**, (2004), “Betão Autocompactável Reforçado com Fibras de Aço-Método de concepção e propriedades mecânicas”, *Betão: revista da APEB*, vol.6 (12:Maio), pp. 25-31.
- Pessiki, S., & Mlynarczyk, A.**, (2003), “Experimental Evaluation of the Composite Behavior of Precast Concrete *Sandwich* Wall Panels”, *PCI journal*, vol. 48(2), pp. 54-71.
- Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes**, (1983) Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes, artigo 29º e 30º.
- Ricci, Ilaria; Palermo, Michele; Gasparini, Giada; Silvestri, Stefano & Trombetti, Tomaso**, (2013), “Results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on cast in situ *sandwich* squat concrete walls”, *Engineering Structures*, vol.54, pp.131–149.
- 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 (July-August), pp. 354-362.
- Soriano, Jonathan G.**, (2013), “GFRP Shear Grid for Precast, Prestressed Concrete *Sandwich* Wall Panels”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual da Carolina do Norte.
- Soriano, J., & Rizkalla, S.**, (2013), “Use of FRP Grid for the Composite Action of Concrete *Sandwich* Panels”, FRPRCS11-11th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, Guimarães, pp. 10.

"Armazéns do Calhabé" de Frias & Teles Gonçalves, Lda,
<http://www.armazenscalhabe.com>, 18/02/2013

Catálogo da marca comercial **SELCOM Multiaxial Technology,**
<http://www.multiaxialfabricselcom.com/>, 20/10/2013

Olmet Italy, <http://www.olmetitaly.com>, 18/02/2013

Representações Esferovite, s.a, <http://www.esferovite.pt/>, 20/02/2013

ANEXOS

ANEXO I

CÁLCULO DO MOMENTO DE INÉRCIA DAS VIGAS

SANDWICH

O parâmetro α , calculado na equação A3.1 é o coeficiente de homogeneização.

$$\alpha = \frac{E}{E_c} \quad (\text{A3.1})$$

Sendo que, E é o módulo de elasticidade do conector de GFRP, para as diferentes malhas e E_c é o módulo de elasticidade do betão utilizado na produção do provete.

A área homogeneizada da secção A_{hm} é calculada na equação A3.2. Para este efeito são usadas as espessuras médias medidas em laboratório, das duas camadas de betão apresentadas no Quadro 3.3.

$$A_{hm} = A_i + A_s + \alpha \cdot A_c \quad (\text{A3.2})$$

Onde, A_i e A_s são as áreas das camadas de betão, inferior e superior, respetivamente. E A_c é a área do conector, não considerando a secção entre furos.

O centro de gravidade (y_G) da secção compósita é calculado de acordo com a equação A 3.3. Devendo este ser calculado devido às espessuras reais das duas camadas do betão diferirem dos 60 mm esperados, resultando numa secção assimétrica.

$$y_G = \frac{A_i \cdot \frac{h_i}{2} + A_s \cdot \left(h_p - \frac{h_s}{2}\right) + \alpha \cdot \left[e \cdot x \cdot \left(r + \frac{x}{2}\right) + e \cdot y \cdot \frac{h_p}{2} + e \cdot x \cdot \left(h_p - r - \frac{x}{2}\right) \right]}{A_{hm}} \quad (\text{A3.3})$$

Onde, b_p e h_p são medidas da base e altura do provete. h_i , h_s são as espessuras (medidas após descofragem) das camadas de betão, inferior e superior, respectivamente. e é a espessura do conector. As incógnitas r , x e y são representadas na Figura A 1, e correspondem a dimensões e distâncias da posição do conector.

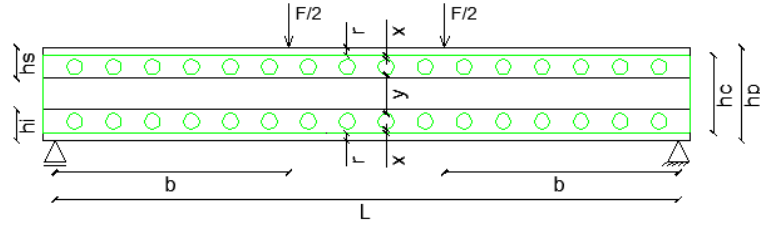


Figura A 1: Representação das variáveis

O momento de inércia total (I_c) é calculado, de acordo com a equação A3.4, em que se considera que os elementos constituintes das vigas *sandwich* funcionam em conjunto, como uma só unidade.

$$I_c = \frac{b_p \cdot h_i^3}{12} + A_i \cdot \left(y_G - \frac{h_i}{2}\right)^2 + \frac{b_p \cdot h_s^3}{12} + A_s \cdot \left(h_p - y_G - \frac{h_s}{2}\right)^2 + \alpha \cdot \left[\frac{e \cdot x^3}{12} + e \cdot x \cdot \left(y_G - r - \frac{x}{2}\right)^2 + \frac{e \cdot y^3}{12} + e \cdot y \cdot \left(y_G - \frac{h_p}{2}\right)^2 + \frac{e \cdot x^3}{12} + e \cdot x \cdot \left(h_p - y_G - r - \frac{x}{2}\right)^2 \right] \quad (\text{A3.4})$$

O momento de inércia da secção com interação nula (I_{nc}) é calculado, de acordo com a equação A3.5, considerando que os diversos elementos trabalham individualmente.

$$I_{nc} = \frac{b_p \cdot h_i^3}{12} + \frac{b_p \cdot h_s^3}{12} + \alpha \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{e \cdot x^3}{12} + e \cdot x \cdot \left(\frac{h_c}{2} - \frac{x}{2} \right)^2 \right) + \frac{e \cdot y^3}{12} \right] \quad (\text{A3.5})$$

Onde, h_c corresponde à altura do conector.

Para duas cargas pontuais ($F/2$) aplicadas simetricamente a b distância dos apoios, o deslocamento a meio vão é determinado de acordo com a equação A3.6.

$$\Delta = \frac{F \cdot b \cdot (3L^2 - 4b^2)}{48 E_c \cdot I} \quad (\text{A3.6})$$

Igualando a equação anterior com a equação (A3.7) da linha reta de tendência, com origem no zero, dos deslocamentos obtidos experimentalmente a meio vão, em cada provete, até 8 kN (regime elástico) é possível determinar o momento de inércia experimental (I_{exp}).

$$F = m \cdot \Delta \quad (\text{A3.7})$$

Este é determinado de acordo com a equação A3.9, através da simplificação da equação A3.8. Sendo o parâmetro m o declive da linha de tendência, determinado graficamente.

$$m = \frac{48 E_c \cdot I}{b \cdot (3L^2 - 4b^2)} \quad (\text{A3.8})$$

$$I_{exp} = \frac{b \cdot m \cdot (3L^2 - 4b^2)}{48 E_c} \quad (\text{A3.9})$$

Onde, F é o valor da carga pontual aplicada, Δ é o valor da deformação a meio vão, L é o vão do painel, b é a menor distância entre o ponto de aplicação de carga e o apoio.

A tensão de resistência do betão à tração f_{ctm} é calculada na equação A3.10, de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN, 2010).

$$f_{ctm} = 0.30 \times (f_{cm} - 8)^{2/3} < C50/60 \quad (\text{A3.10})$$

f_{cm} é a tensão de resistência do betão à compressão, apresentada no Quadro 3.5.

A carga de início de fendilhação é calculada de acordo com a equação A3.11.

$$F_{fend} = \frac{2 \times f_{ctm} \times I}{b \times y_G} \quad (\text{A3.11})$$

Onde, I é o momento de inércia.

ANEXO II

EXTENSÕES MEDIDAS NOS CONECTORES DAS FAIXAS

DE PAREDE

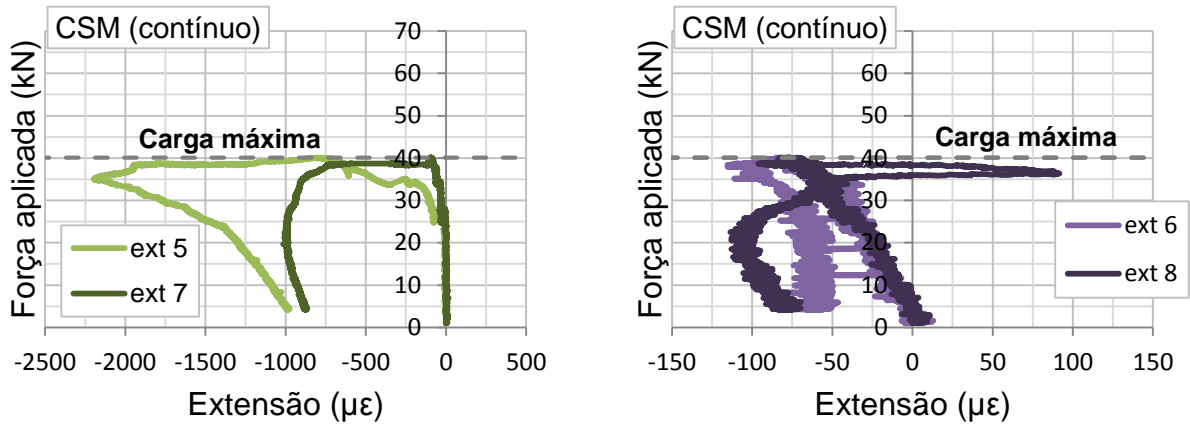


Figura A 2: Extensões nos conectores do Provet 1

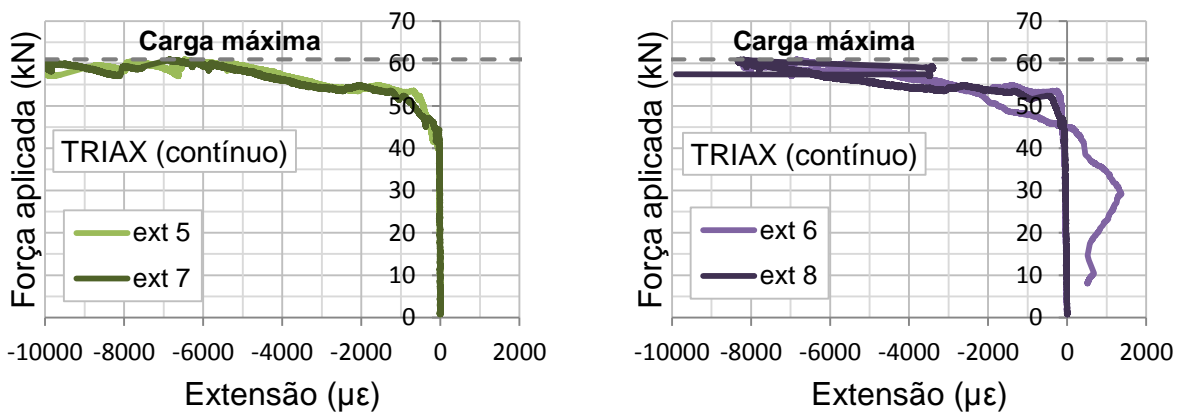


Figura A 3: Extensões nos conectores do Provet 2

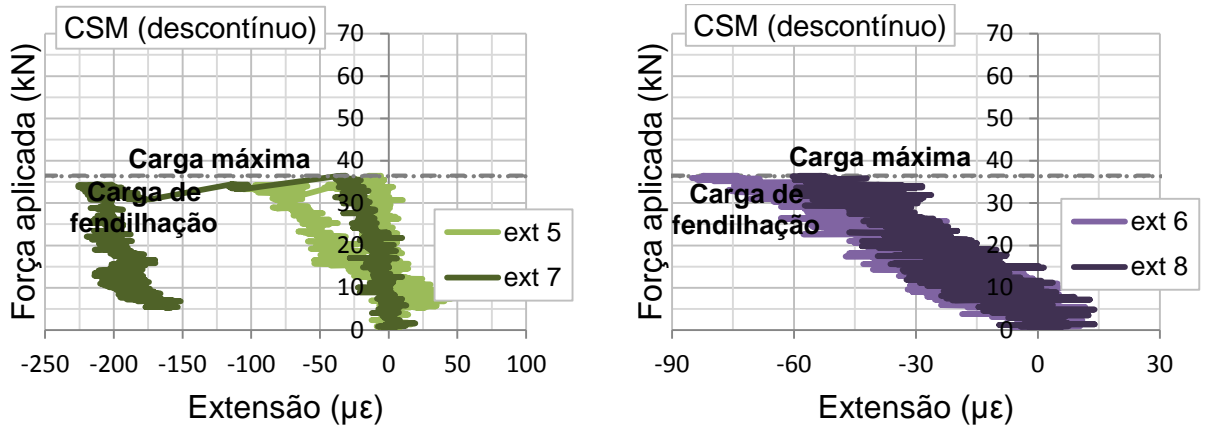


Figura A 4: Extensões nos conectores do Provet 3

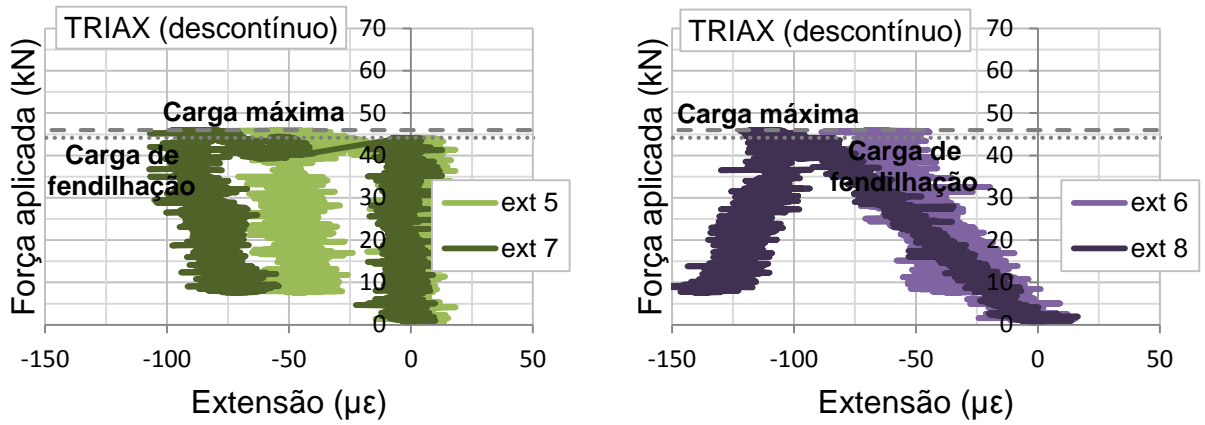


Figura A 5: Extensões nos conectores do Provet 4

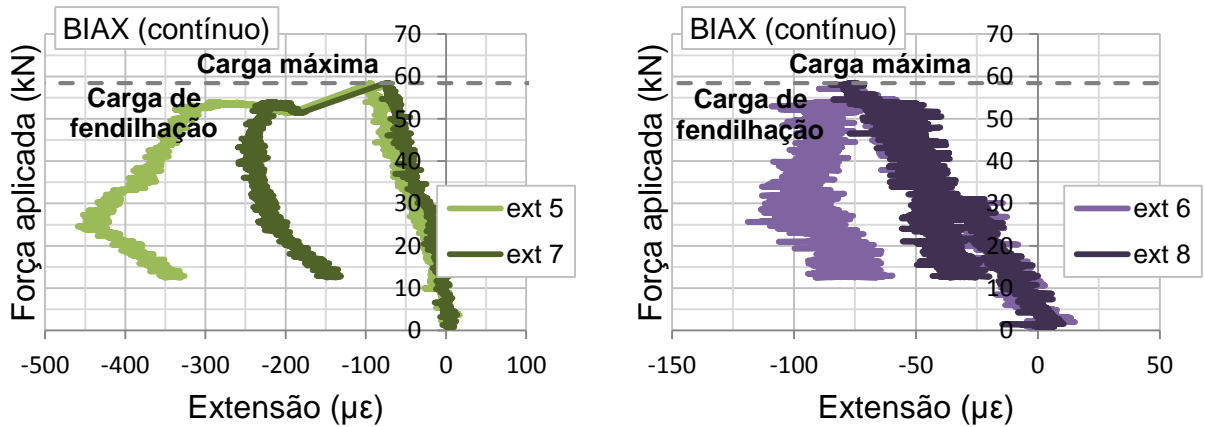


Figura A 6: Extensões nos conectores do Provet 5

ANEXO III

CÁLCULO DO MOMENTO DE INÉRCIA DAS FAIXAS DE PAREDE SANDWICH

Os provetes 1, 2, 3, 4 e 5 foram sujeitos a duas cargas pontuais ($F/2$), aplicadas simetricamente a b distância dos apoios. Para este tipo de carregamento, o deslocamento vertical a meio vão é determinado de acordo com a equação A3.6.

O provete 6 foi sujeito a uma carga centrada a meio vão (F). Para esta situação de carregamento o deslocamento vertical a meio vão é calculado de acordo com a equação A4.1.

$$\Delta = \frac{FL^3}{48 E_c \cdot I} \quad (\text{A4.1})$$

Na equação A4.6 e A4.1, F é o valor da carga pontual aplicada, L é o vão do painel, b é a menor distância entre o ponto de aplicação de carga e o apoio, E_c é a média do módulo de elasticidade do betão utilizado na produção das duas camadas de cada provete, I é o momento de inércia do provete.

A equação A3.7 define a linha de tendência, que passa na origem, das curvas de carga-deformação a meio vão, em regime elástico.

A equação A4.2 resulta da simplificação, em ordem ao declive (m), da equação resultante do processo de igual as equações A3.6 e A3.7, válida no caso dos Provetes 1, 2, 3, 4 e 5.

$$m = \frac{48 E_c \cdot I}{b \cdot (3L^2 - 4b^2)} \quad (\text{A4.2})$$

A equação A4.3 resulta da simplificação, em ordem ao declive (m), da equação resultante do processo de igual as equações A4.1 e A3.7, válida no caso do Provetes 6.

$$m = \frac{48 E_c \cdot I}{L^3} \quad (\text{A4.3})$$

O momento de inércia experimental (I_{exp}), dos Provetes 1, 2, 3 e 5 é calculado de acordo com a equação A3.9.

O momento de inércia experimental (I_{exp}), do Provet 6 é calculado de acordo com a equação A4.4, que resulta da simplificação da equação A4.3, em ordem ao momento de inércia.

$$I_{exp} = \frac{m \cdot L^3}{48 E_c} \quad (A4.4)$$

A área homogeneizada da secção A_{hm} é calculada na equação A3.2. Para este efeito são usadas as espessuras médias medidas em laboratório, das duas camadas de betão apresentadas no Quadro 4.1.

O centro de gravidade (y_G) da secção compósita é calculado de acordo com a equação A 4.5. Devendo este ser calculado devido às espessuras reais das duas camadas do betão diferirem dos 60 mm esperados, resultando numa secção assimétrica.

$$y_G = \frac{A_i \cdot \frac{h_i}{2} + A_s \cdot \left(h_p - \frac{h_s}{2}\right) + \alpha \times 2 \times \left[e \cdot x \cdot \left(r + \frac{x}{2}\right) + e \cdot y \cdot \frac{h_p}{2} + e \cdot x \cdot \left(h_p - r - \frac{x}{2}\right) \right]}{A_{hm}} \quad (A4.5)$$

Onde, b_p e h_p são medidas da base e altura do provete. h_i e A_i , h_s e A_s são as espessuras (medidas após descofragem) e áreas das camadas de betão, inferior e superior, respectivamente. e é a espessura do conector. As incógnitas r , x e y são representadas na Figura A 1, e correspondem a dimensões e distâncias da posição do conector. O parâmetro α , calculado na equação A3.1 é o coeficiente de homogeneização.

O momento de inércia total (I_c) é calculado, de acordo com a equação A4.6, em que se considera que os elementos constituintes das vigas *sandwich* atuam em conjunto, como uma só unidade.

$$I_c = \frac{b_p \cdot h_i^3}{12} + A_i \cdot \left(y_G - \frac{h_i}{2}\right)^2 + \frac{b_p \cdot h_s^3}{12} + A_s \cdot \left(h_p - y_G - \frac{h_s}{2}\right)^2 + \alpha \times 2 \times \left[\frac{e \cdot x^3}{12} + e \cdot x \cdot \left(y_G - r - \frac{x}{2}\right)^2 + \frac{e \cdot y^3}{12} + e \cdot y \cdot \left(y_G - \frac{h_p}{2}\right)^2 + \frac{e \cdot x^3}{12} + e \cdot x \cdot \left(h_p - y_G - r - \frac{x}{2}\right)^2 \right] \quad (A4.6)$$

No caso dos Provete 3 e 4, com conectores descontínuos, o momento de inércia é reduzido em 25%, multiplicando a equação A4.6 por 0.75.

O momento de inércia da secção com interação nula (I_{nc}) dos provetes com conectores contínuos (Provetes 1, 2 e 5) é calculado, de acordo com a equação A4.7, considerando que os diversos elementos trabalham individualmente.

$$I_{nc} = \frac{b_p \cdot h_i^3}{12} + \frac{b_p \cdot h_s^3}{12} + \alpha \times 2 \times \left[2 \cdot \left(\frac{e \cdot x^3}{12} + e \cdot x \cdot \left(\frac{h_c}{2} - \frac{x}{2} \right)^2 \right) + \frac{e \cdot y^3}{12} \right] \quad (\text{A4.7})$$

Onde, h_c corresponde à altura do conector.

Para o cálculo do momento de inércia da secção com interação nula (I_{nc}) dos provetes com conectores descontínuos (Provetes 3, 4 e 6), de acordo com a equação A4.8, é considerado que as duas camadas de betão trabalham individualmente, e é desprezada a contribuição do conector.

$$I_{nc} = \frac{b_p \cdot h_i^3}{12} + \frac{b_p \cdot h_s^3}{12} \quad (\text{A4.8})$$

A tensão de resistência do betão à tração f_{ctm} é calculada na equação A4.9, de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN, 2010).

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60 \quad (\text{A4.9})$$

f_{cm} é a tensão de resistência do betão à compressão, apresentada no Quadro 4.7.

A carga de fendilhação dos Provetes 1, 2, 3, 4 e 5 é calculada de acordo com a equação A3.11.

A carga de fendilhação do Provede 6 é calculada de acordo com a equação A4.10.

$$F_{fend} = \frac{2 \times f_{ctm} \times I}{L \times y_G} \quad (\text{A4.10})$$

Onde, I é o momento de inércia da secção.

As tensões no conector dos Provetes 3 e 4, considerando interação total, na secção a meio vão, são calculadas de acordo com a equação A4.11.

$$\sigma = \frac{F \times b \times (y_G - z) \times \alpha}{2 \times I_c} \quad (\text{A4.11})$$

As tensões no conector do Provede 6 são calculadas de acordo com a equação A4.12.

$$\sigma = \frac{F \times L \times (y_G - z) \times \alpha}{4 \times I_c} \quad (\text{A4.12})$$

Em que z é a posição, ao longo da secção transversal do conector, em que se pretende calcular a tensão, sendo $z=0$ na base do provete.

A extensão no conector é calculada com a equação A4.13.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (\text{A4.13})$$

E é o módulo de elasticidade do conector de GFRP.

ANEXO IV

GRÁFICOS DE FORÇA - DESLOCAMENTO IMPOSTO
PELO ATUADOR, DOS PAINÉIS 4, 5 E 6

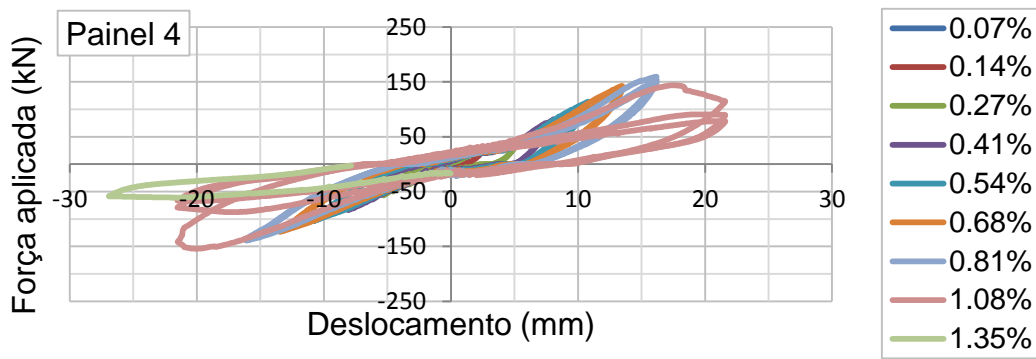


Figura A 7: Deslocamentos laterais do Painel 4, obtidos com o transdutor interno do atuador

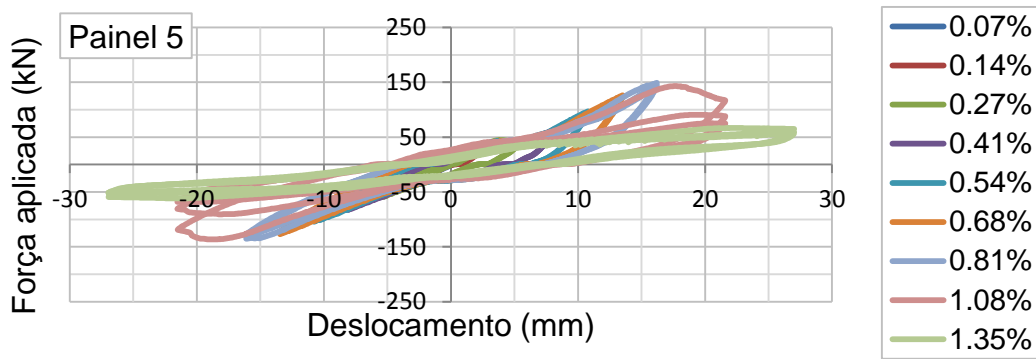


Figura A 8: Deslocamentos laterais do Painel 5, obtidos com o transdutor interno do atuador

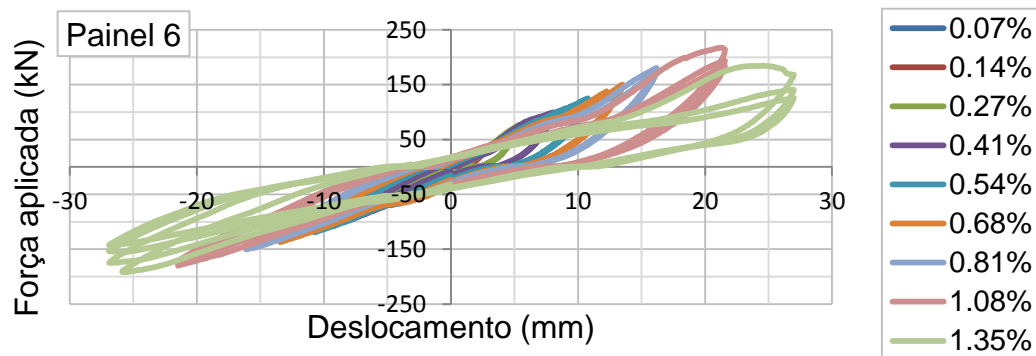


Figura A 9: Deslocamentos laterais do Painel 6, obtidos com o transdutor interno do atuador

ANEXO V

GRÁFICOS DE FORÇA - TEMPO, DOS PAINÉIS 4, 5 E 6

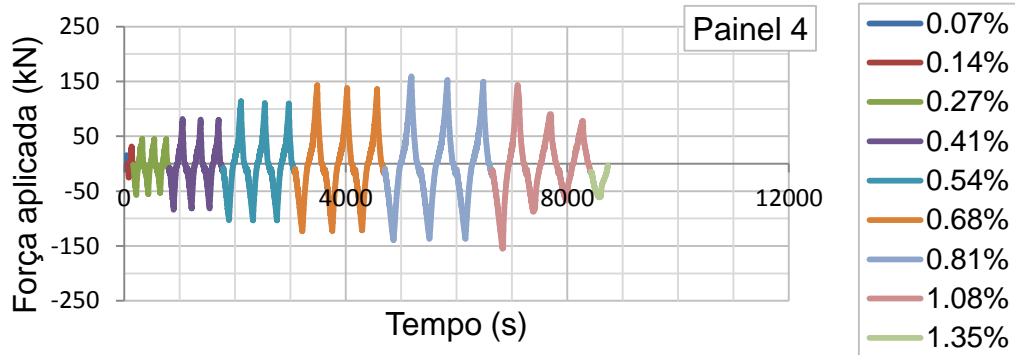


Figura A 10: Força registada ao longo do ensaio (Painel 4)

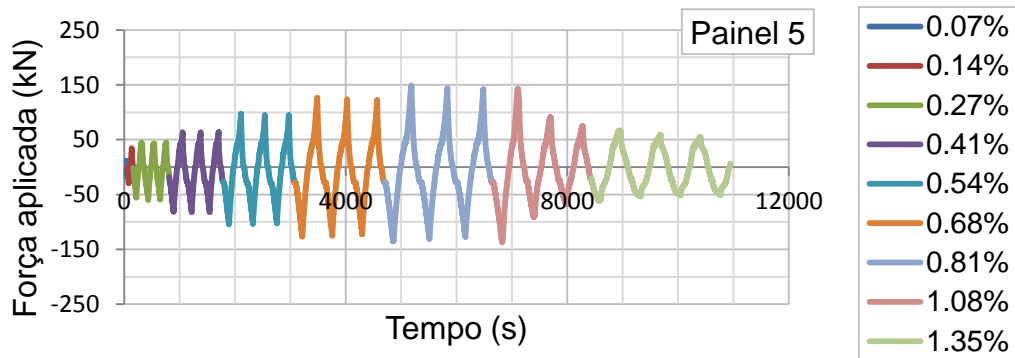


Figura A 11: Força registada ao longo do ensaio (Painel 5)

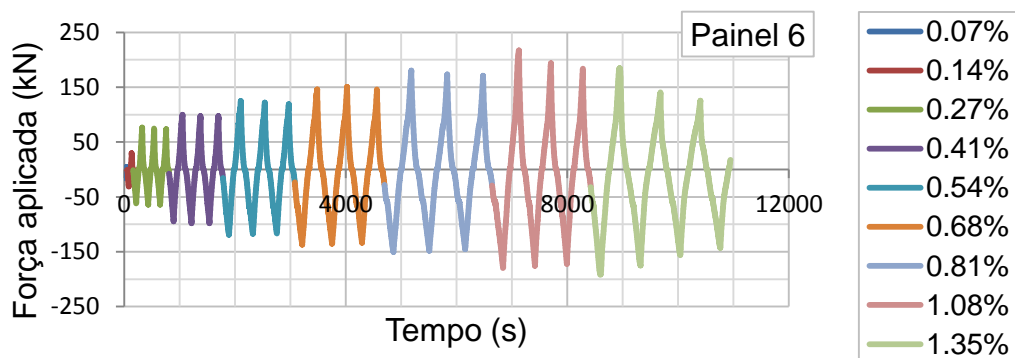


Figura A 12: Força registada ao longo do ensaio (Painel 6)

ANEXO VI

GRÁFICOS DE FORÇA - DESLOCAMENTO LATERAL, DOS PAINÉIS 4, 5 E 6

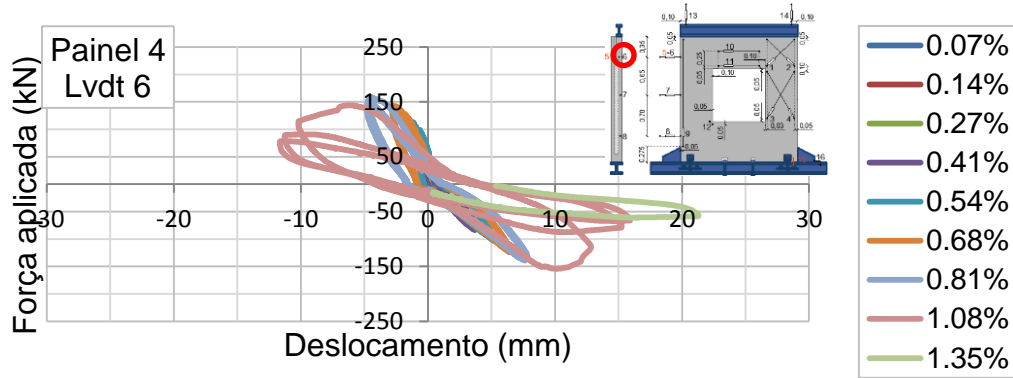


Figura A 13: Deslocamentos laterais do Painel 4, obtidos com o transdutor 6

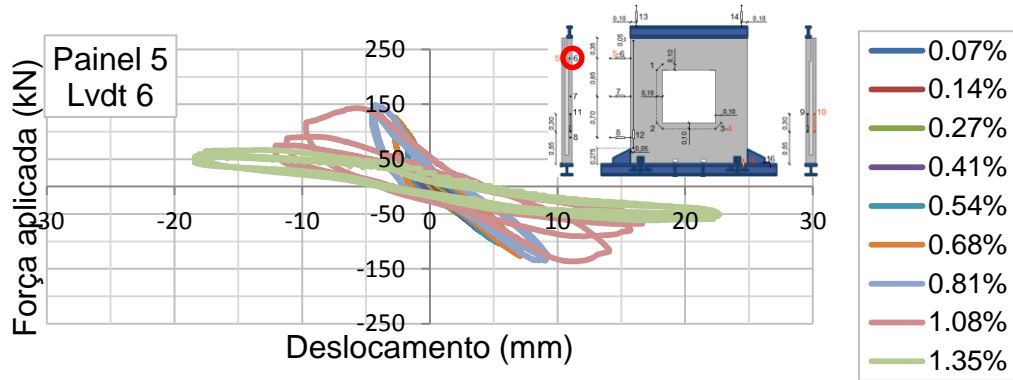


Figura A 14: Deslocamentos laterais do Painel 5, obtidos com o transdutor 6

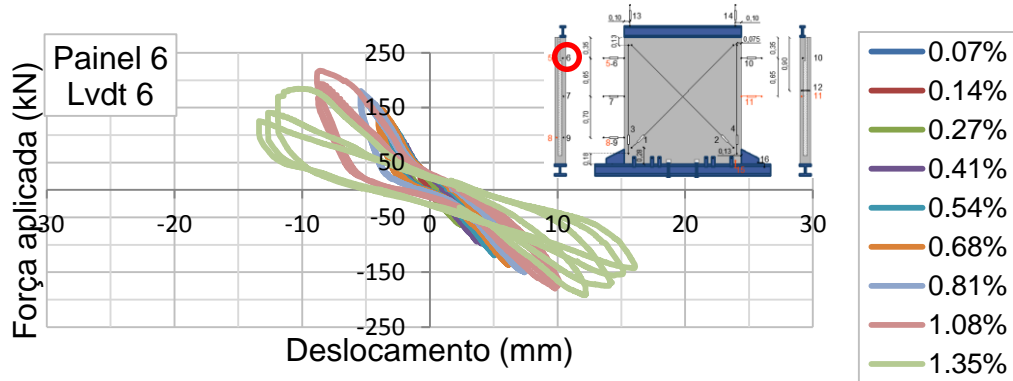


Figura A 15: Deslocamentos laterais do Painel 6, obtidos com o transdutor 6

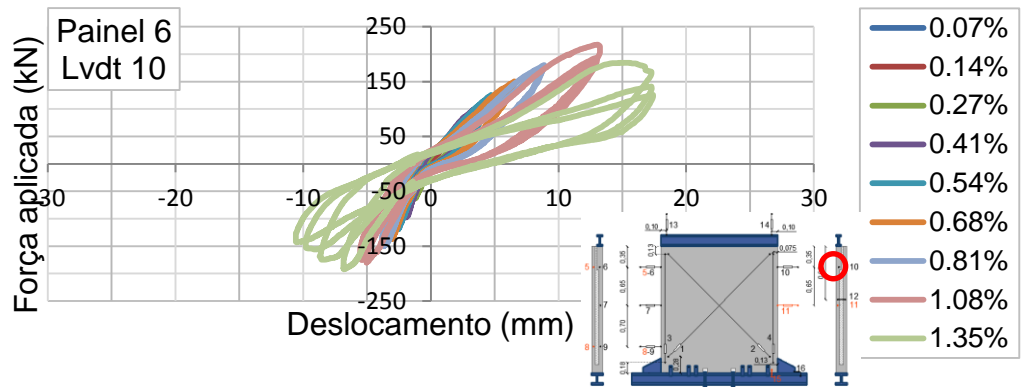


Figura A 16: Deslocamentos laterais do Painel 6, obtidos com o transdutor 10

ANEXO VII

DEFORMAÇÃO DE CORTE

No seguinte quadro são apresentados:

- LVDT 2: Deslocamentos internos máximos, em cada ciclo de carregamento, obtidos com o LVDT 2;
- LVDT 2': Componente horizontal dos deslocamentos obtidos com o LVDT 2, afetados pelo coeficiente de correção;
- LVDT 6: Deslocamentos laterais obtidos com o transdutor 6, no instante em que obteve os deslocamentos máximos do LVDT 2;
- LVDT 9: Deslocamentos laterais obtidos com o transdutor 9, no instante em que obteve os deslocamentos máximos do LVDT 2;
- LVDT 8: Deslocamentos laterais obtidos com o transdutor 8, no instante em que obteve os deslocamentos máximos do LVDT 2;
- LVDT 6-9: Resultado da subtração entre os deslocamentos do LVDT 6 e 9;
- Relação (%): Percentagem da componente horizontal dos deslocamentos internos (LVDT 2') quando comparado com a relação dos deslocamentos laterais.

Quadro A 1: Determinação das deformações provocadas por esforços de corte

Drift (%)	Ciclo	Painel 3						Painel 6					
		LVDT 2 (mm)	LVDT 2` (mm)	LVDT 6 (mm)	LVDT 9 (mm)	LVDT 6 - 9 (mm)	Relação (%)	LVDT 2 (mm)	LVDT 2` (mm)	LVDT 6 (mm)	LVDT 9 (mm)	LVDT 6 - 9 (mm)	Relação (%)
0.07	1	0.01	0.01	0.25	0.06	0.19	3,5	0,01	0,01	0,36	0,13	0,23	2,8
0.14	1	0.03	0.01	0.71	0.19	0.52	2,8	0,03	0,01	0,90	0,30	0,61	2,4
0.27	1	0.06	0.03	1.58	0.40	1.18	2,7	0,05	0,03	2,14	0,64	1,50	1,7
	2	0.06	0.03	1.71	0.43	1.28	2,4	0,05	0,03	2,45	0,73	1,72	1,6
0.41	3	0.06	0.03	1.80	0.46	1.34	2,4	0,05	0,03	2,52	0,75	1,77	1,6
	1	0.08	0.05	2.83	0.74	2.10	2,2	0,07	0,04	3,69	1,08	2,62	1,6
	2	0.08	0.05	2.89	0.75	2.14	2,1	0,08	0,04	4,04	1,16	2,88	1,5
0.54	3	0.08	0.04	2.95	0.77	2.19	2,1	0,08	0,04	4,15	1,20	2,94	1,4
	1	0.11	0.06	3.87	1.00	2.87	2,1	0,11	0,06	5,06	1,44	3,63	1,7
	2	0.11	0.06	3.92	1.00	2.91	2,1	0,11	0,06	5,11	1,47	3,64	1,6
0.68	3	0.11	0.06	4.00	1.04	2.96	2,0	0,11	0,06	5,22	1,50	3,72	1,6
	1	0.14	0.08	5.04	1.27	3.77	2,0	0,13	0,07	6,15	1,75	4,40	1,7
	2	0.13	0.07	5.15	1.29	3.86	1,8	0,14	0,08	6,28	1,79	4,49	1,7
0.81	3	0.13	0.07	5.23	1.29	3.93	1,8	0,13	0,07	6,25	1,80	4,45	1,6
	1	0.16	0.09	6.19	1.55	4.64	1,9	0,16	0,09	7,36	2,10	5,26	1,6
	2	0.16	0.09	6.14	1.52	4.62	1,9	0,16	0,09	7,53	2,13	5,40	1,7
1.08	3	0.16	0.09	6.17	1.53	4.64	1,9	0,16	0,09	7,60	2,17	5,43	1,6
	1	0.22	0.12	7.96	2.02	5.94	2,0	0,21	0,12	9,84	2,76	7,08	1,6
	2	0.22	0.12	7.91	1.99	5.92	2,0	0,24	0,13	10,01	2,75	7,27	1,8
1.35	3	0.22	0.12	7.94	2.02	5.92	2,1	0,24	0,13	10,05	2,74	7,31	1,8
	1	0.27	0.15	9.64	2.45	7.19	2,0	0,27	0,15	12,16	3,33	8,83	1,7
	2	0.25	0.14	10.64	2.79	7.85	1,8	0,27	0,15	13,69	3,65	10,04	1,5
	3	0.25	0.14	11.06	2.96	8.10	1,7	0,24	0,13	14,23	3,79	10,44	1,2

