

MATERIAIS ESTRUTURAIS COMPÓSITOS - APLICAÇÕES EM GFRP –



FERNANDO BRANCO
Prof. Catedrático
IST/ICIST
Lisboa - Portugal



JOÃO RAMÔA CORREIA
Prof. Auxiliar
IST/ICIST
Lisboa - Portugal



JOSÉ GONILHA
Aluno de Doutoramento
IST/ICIST
Lisboa - Portugal



MÁRIO SÁ
Aluno de Doutoramento
IST/ICIST
Lisboa - Portugal



MÁRIO GARRIDO
Aluno de Doutoramento
IST/ICIST
Lisboa - Portugal

RESUMO

Nesta comunicação são apresentadas as principais propriedades dos materiais plásticos reforçados com fibras (FRP), com particular destaque para os que têm tido maior utilização na construção e reabilitação de pontes. em seguida são descritos três projectos de investigação em curso no IST, relativos à utilização de materiais FRP em pontes, e que incluem as seguintes soluções: (i) tabuleiros em painéis pultrudidos FRP ligados por encaixe; (ii) tabuleiros em painéis sanduíche FRP e (iii) tabuleiros mistos FRP-betão.

SUMMARY

The structural properties of GFRP profiles are illustrated with case studies of bridge construction and rehabilitation. The results of three research projects are presented dealing with mechanical fixed panels, sandwich panels and composite decks in FRP-concrete.

PALAVRAS CHAVE: GFRP, Perfis pultrudidos, Painéis sandwich, Tabuleiros GFRP-betão

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, os custos associados à manutenção e reabilitação de pontes construídas com materiais tradicionais, nomeadamente com aço e betão armado, têm vindo a aumentar consideravelmente. A durabilidade limitada dos materiais tradicionais (muito em particular a corrosão do aço) tem provocado alterações nas práticas de dimensionamento e na própria regulamentação para ter em consideração esta problemática. Por outro lado, aquele problema também tem tido um efeito impulsionador no desenvolvimento de novos materiais estruturais - mais leves, menos sujeitos à degradação causada pelos agentes agressivos e com menores exigências de manutenção [1].

É este o contexto em que os materiais poliméricos reforçados com fibras (FRP) têm vindo a assumir um papel cada vez mais relevante em aplicações da engenharia civil, incluindo a construção e a reabilitação de pontes, rodoviárias e pedonais. Apesar dos materiais FRP apresentarem custos mais elevados do que os materiais convencionais, as suas diversas vantagens, que incluem a elevada resistência mecânica, a leveza, a elevada durabilidade mesmo em ambientes agressivos e as reduzidas exigências de manutenção, tornam estes materiais compósitos particularmente interessantes para aplicações estruturais no sector da construção [2,3].

Nesta comunicação começa-se por apresentar as características gerais dos materiais FRP que têm tido maior utilização na construção e reabilitação de pontes, no que diz respeito aos materiais constituintes, ao processo de fabrico, às formas estruturais e aos principais campos de aplicação. De seguida, são descritas três soluções estruturais para pontes que envolvem a utilização de materiais FRP e que têm vindo a ser estudadas no Instituto Superior Técnico, nomeadamente as seguintes: (i) tabuleiros em painéis pultrudidos de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) ligados por encaixe; (ii) tabuleiros em painéis sanduíche de GFRP apoiados em perfis metálicos ou perfis pultrudidos de GFRP; e (iii) tabuleiros mistos GFRP-betão, constituídos por perfis pultrudidos de GFRP e lajetas prefabricadas de betão com fibras.

2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS MATERIAIS FRP UTILIZADOS EM PONTES

2.1 Materiais constituintes

Os materiais compósitos de matriz polimérica são constituídos por duas fases: (i) um reforço com fibras, responsável pelo desempenho mecânico do material, garantindo a maior parte da resistência e da rigidez; e (ii) uma matriz polimérica, que funciona como a “cola” do compósito, garantindo a transferência de cargas entre as fibras, e que tem as seguintes funções adicionais: resistir a tensões transversais e de corte interlaminar [4], manter as fibras na sua posição e protegê-las dos agentes de degradação ambientais [1].

2.1.1 Fibras de reforço

Os principais tipos de fibras de reforço utilizados em aplicações comerciais incluem o vidro, o carbono e a aramida. As suas principais propriedades mecânicas e físicas são apresentadas na Tabela 1. As fibras de vidro são as mais utilizadas em aplicações da indústria da construção, por combinarem uma resistência elevada com um custo relativamente reduzido. Contudo, por comparação com as fibras de carbono e as de aramida, apresentam um módulo de elasticidade significativamente mais reduzido.

Tabela 1: Características típicas dos principais reforços fibrosos (adaptado de [1,5]).

Propriedade	Vidro - E	Carbono	Aramida
Resistência à tracção [MPa]	2350 – 4600	2600 – 3600	2800 – 4100
Módulo de elasticidade em tracção [GPa]	73 - 88	200 - 400	70 - 190
Extensão na rotura em tracção [%]	2.5 - 4.5	0.6 - 1.5	2.0 - 4.0
Densidade [g/cm ³]	2.6	1.7 - 1.9	1.4

As fibras de reforço acima mencionadas estão disponíveis em diversas formas, que incluem mechas ou feixes de filamentos contínuos quase paralelos, não torcidos (também conhecidos por *rovings*) ou torcidos (*yarns*), ou na forma de fibras curtas (*chopped*), com 3 a 50 mm de comprimento [1]. Para se obterem reforços com uma forma plana,

normalmente designados por mantas de reforço, as fibras são trabalhadas em produtos tecidos, podendo ser dispostas em várias direcções. Existe uma grande diversidade de produtos disponíveis, com fibras curtas ou contínuas dispostas aleatoriamente, fibras contínuas direccionadas biaxial (tipicamente $0^\circ/90^\circ$ ou $+45^\circ/-45^\circ$) ou triaxialmente (tipicamente $0^\circ/+45^\circ/-45^\circ$), que podem ser ou não entrelaçadas. Todas estas formas podem ainda ser combinadas, resultando produtos têxteis contendo fibras de reforço contínuas direccionadas e fibras curtas ou contínuas dispostas aleatoriamente.

2.1.2 Matriz polimérica

As resinas poliméricas dividem-se em dois grandes grupos: (i) as termoendurecíveis (que incluem o poliéster, o viniléster, as epóxicas e as fenólicas) e (ii) as termoplásticas (de que fazem parte o polipropileno, a poliamida, o polietileno e o polibutileno). Estes dois tipos de resinas, que se distinguem pela forma como as cadeias poliméricas estão interligadas, apresentam propriedades muito distintas. As resinas termoendurecíveis, apesar de não serem reprocessáveis, têm reduzida viscosidade, boa capacidade de impregnação das fibras e muito boas propriedades adesivas. Por estas razões, a matriz da generalidade dos produtos FRP utilizados em pontes é constituída por resinas termoendurecíveis. Apresenta-se na Tabela 2 as principais propriedades das resinas termoendurecíveis mais utilizadas em materiais FRP para aplicações estruturais.

Tabela 2: Propriedades físicas e mecânicas das resinas termoendurecíveis (adaptado de [1,6]).

Propriedade	Poliéster	Epóxicas	Viniléster	Fenólicas
Resistência à tracção [MPa]	20 – 70	60 – 80	68 – 82	30 – 50
Módulo de elasticidade em tracção [GPa]	2.0 – 3.0	2.0 – 4.0	3,5	3,6
Extensão na rotura em tracção [%]	1.0 – 5.0	1.0 – 8.0	3.0 – 4.0	1.8 – 2.5
Densidade [g/cm ³]	1.20 – 1.30	1.20 – 1.30	1.12 – 1.16	1.00 – 1.25
Temperatura de transição vítrea [°C]	70 – 120	100 – 270	102 – 150	260

Para além da resina, a matriz polimérica dos materiais FRP costuma incorporar material de enchimento (também designado por carga ou *filler*) e aditivos, que permitem reduzir o custo (no caso do material de enchimento) e melhorar certas propriedades específicas como, por exemplo, a inflamabilidade, a cor, e a estabilidade à radiação UV, e também o próprio processo de fabrico.

2.2 Processos de fabrico

Em aplicações estruturais da indústria da construção são utilizados essencialmente dois processos de produção [5]: (i) a pultrusão, em que os produtos FRP são produzidos em fábrica numa linha de montagem e depois transportados para a obra; e (ii) a moldagem manual (*hand layup* ou *wet layup*) em que os produtos FRP podem ser produzidos em fábrica ou, em alternativa, ser instalados e curados em obra.

A pultrusão é um processo automatizado de produção contínua de peças com secção transversal constante [5], permitindo a produção de barras (rectangulares ou circulares) e de peças com secção transversal aberta (por exemplo, em I, H, L ou U) ou fechada (isto é, tubulares, circulares, rectangulares ou quadrangulares), bem como de secções multi-celulares fechadas. O comprimento total das peças só é limitado pelo processo de transporte do material. De um modo geral, pode considerar-se que o processo de pultrusão está dividido em duas fases: (i) numa primeira fase, as fibras de reforço, nas suas diversas formas e numa dada posição predefinida, são impregnadas pela matriz no estado líquido; (ii) numa segunda fase, a matriz solidifica no interior de um molde aquecido, que tem a forma pretendida para a secção transversal da peça a produzir. O processo de pultrusão é utilizado no fabrico de varões (reforço interior, *cf.* secção 2.3.1), laminados (reforço exterior, *cf.* 2.3.2) e perfis e painéis multicelulares (*cf.* 2.3.3 e 2.3.4).

O método de moldagem manual consiste basicamente na aplicação ou deposição sucessiva de camadas de fibras de reforço e na sua posterior impregnação com uma dada matriz polimérica, que ao curar forma um elemento FRP sólido. Este elemento tomará a forma e as dimensões do molde ou da superfície em que foi aplicado. O método de moldagem manual pode ser utilizado com diferentes níveis de sofisticação para melhorar a qualidade do produto final (em termos de volume e posicionamento das fibras e volume de vazios), salientando-se a possível utilização de temperaturas

elevadas, pressão e eventualmente vácuo, para melhorar a cura das várias camadas. O método de moldagem manual é essencialmente utilizado no fabrico de painéis sanduíche (cf. secções 2.3.3 e 2.3.4) e na aplicação em obra de mantas de reforço (reforço exterior, cf. 2.3.2).

Para além dos dois processos acima mencionados, utilizados na generalidade das aplicações de materiais FRP na construção de pontes, existem outros processos de fabrico, utilizados essencialmente na produção industrial de peças individuais, dos quais se salientam os seguintes: (i) enrolamento filamentar, utilizado no fabrico de produtos tubulares; (ii) centrifugação; (iii) moldagem por transferência de resina (RTM, *resin transfer molding*); (iv) moldagem por infusão de resina (RIM, *resin infusion molding*); e (v) moldagem por transferência de resina sob vácuo (VARTM, *vaccum assisted resin transfer molding*), em que as três últimas técnicas podem ser utilizadas no fabrico de painéis para tabuleiros de pontes e de encamisamentos para reforço de pilares. Estas técnicas de produção, menos correntes para aplicações da indústria da construção, são descritas em detalhe em [4].

2.3 Formas estruturais e campos de aplicação

Os materiais FRP têm sido utilizados na construção e reabilitação de pontes basicamente na forma de (i) componentes em tracção (laminados, mantas, barras e cabos) ou de (ii) componentes em flexão (perfis e painéis multicelulares pultrudidos, e painéis sanduíche). A distinção entre aquelas duas formas prende-se naturalmente com o carácter uni ou bidimensional da sua função estrutural, respectivamente.

Relativamente à utilização de materiais FRP em pontes, de um modo geral, podem ser distinguidas quatro áreas fundamentais [7]: (i) armadura de reforço (interior) de betão; (ii) reparação e reforço (normalmente exterior) de elementos estruturais; (iii) estruturas mistas; e (iv) estruturas totalmente compósitas.

2.3.1 Armadura de reforço em pontes novas

Neste domínio de aplicação, o reforço de elementos em betão com varões de aço é parcial ou totalmente substituído por redes de fibras (Figura 1) e por varões ou cabos internos de pré-esforço em materiais FRP. Relativamente ao último tipo de reforço, é de referir que os tabuleiros de diversas pontes em betão inseridas em ambientes agressivos têm sido exclusivamente reforçados com varões de GFRP (Figura 2), devido à sua não corrosibilidade e ao seu custo relativamente competitivo. A utilização de varões de GFRP em tabuleiros de pontes onde a utilização de sais anti-congelantes é comum durante o Inverno, e que devem por isso apresentar resistência suficiente aos ciclos gelo-degelo, tem-se mostrado particularmente vantajosa. Embora muito menos frequente, refere-se também a utilização de barras e cabos em CFRP como armadura de reforço de tabuleiros de pontes (Figura 3).

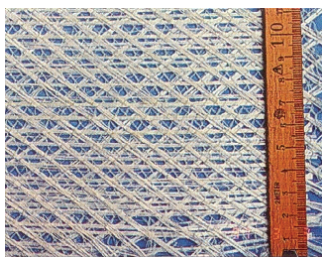


Figura 1: Redes de fibras em reforço de laje [8].



Figura 2: Varões de GFRP em tabuleiro de ponte.



Figura 3: Varões de CFRP em tabuleiro de ponte [9].

Os varões de FRP disponíveis comercialmente são constituídos por fibras contínuas de vidro, carbono ou aramida, dispostas na direcção longitudinal e embebidas numa matriz polimérica, em geral de viniléster ou epóxida. Os varões de FRP mais correntes são produzidos por pultrusão, sendo constituídos por resinas de viniléster reforçadas com fibras de vidro [5].

Os varões de FRP comercializados apresentam diâmetros variáveis entre 6 mm e 36 mm e comprimentos que, geralmente, variam entre 10 m e 14 m. No que diz respeito ao acabamento superficial, os varões de FRP podem ser

produzidos com as seguintes texturas (para além da lisa): (i) nervurada (por moldagem), (ii) revestida com areia e (iii) enrolada com uma manta de fibras e revestida com areia (Figura 4). O tipo de acabamento superficial e a rugosidade correspondente são parâmetros muito importantes, já que deles depende a aderência mecânica ao material a reforçar.

Para além dos varões de FRP rectos, utilizados no reforço a tensões axiais e produzidos em fabrico corrente, também é possível produzir varões com cabeças de ancoragem e varões dobrados para resistir ao corte (Figura 5). Neste último caso, a dobragem dos varões é feita em fábrica, antes da resina curar completamente. Depois da cura estar concluída, a dobragem dos varões de FRP deixa de ser possível, já que o material se torna rígido. Por outro lado, o aquecimento com aquele fim também não é possível, já que tal conduziria à decomposição da resina do varão. Nessa medida, as amarrações na extremidade dos varões longitudinais são muitas vezes realizadas com ganchos pré-fabricados, que são sobrepostos aos varões longitudinais num determinado comprimento.

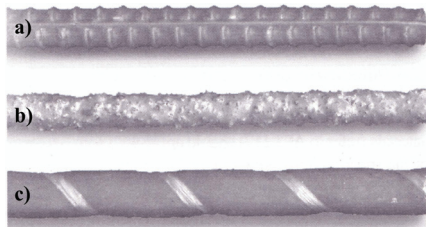


Figura 4: Diferentes acabamentos superficiais de varões de FRP: a) nervurado, b) revestido a areia e c) enrolado e revestido a areia (adaptado de [10]).

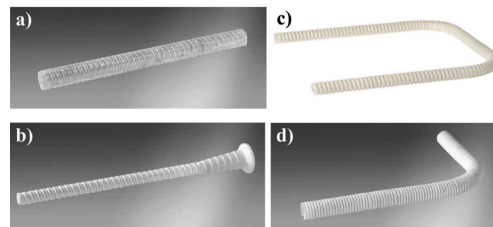


Figura 5: Diferentes geometrias de varões de FRP: a) recta, b) recta com cabeça de ancoragem e dobrada c) em U e d) em gancho (adaptado de [11]).

As propriedades físicas e mecânicas dos varões dependem de diversos factores, que incluem o volume, a orientação e o tipo de fibras, o tipo de resina, as dimensões e o controlo de qualidade durante o fabrico. Apresenta-se na Tabela 3 intervalos de variação típicos para as propriedades físicas e mecânicas de varões de FRP com reforço em fibras de vidro (GFRP), carbono (CFRP) e aramida (AFRP).

Tabela 3: Propriedades físicas e mecânicas típicas de varões de FRP (adaptado de [5,10]).

Propriedade		GFRP	CFRP	AFRP
Densidade [g/cm^3]		1.25 - 2.10	1.50 - 1.60	1.25 - 1.40
Teor em fibras [%]		50 - 60	50 - 60	-
Coeficiente de dilatação térmica [$\times 10^{-6}/^\circ\text{C}$]	Axial	6.0 - 10.0	-9.0 a 0.0	-6.0 a -2.0
	Transversal	21.0 - 23.0	74.0 - 104.0	60.0 - 80.0
Resistência à tracção axial [MPa]		483 - 1600	600 - 3690	1720 - 2540
Módulo de elasticidade axial [GPa]		35 - 51	120 - 580	41 - 125
Extensão na rotura axial [%]		1.2 - 3.1	0.5 - 1.7	1.9 - 4.4

2.3.2 Reparação e reforço de pontes

Nesta área de aplicação têm sido utilizados essencialmente laminados, mantas, barras e cabos de pré-esforço exteriores (Figura 6) na reparação e no reforço de pontes, normalmente em betão armado, mas também metálicas ou em madeira. Com particular relevo, é de referir a utilização de laminados (Figura 7) e mantas (Figura 8) de CFRP no reforço de tabuleiros e pilares de pontes em betão armado. Estas soluções já atravessaram o período de aplicações piloto e correspondem já a técnicas bem estabelecidas (e com sucesso comercial), que tiveram um aumento muito significativo na sua utilização a partir da segunda metade da década de 1990 [7].

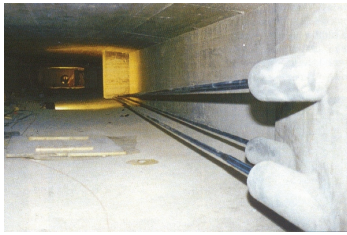


Figura 6: Cabos de pré-esforço de CFRP na Ponte Verdasio [12].



Figura 7: Laminados de CFRP no reforço do Viaduto Duarte Pacheco.



Figura 8: Mantas de CFRP no reforço do Viaduto Duarte Pacheco.

2.3.3 Pontes híbridas

Neste caso, os materiais FRP têm sido utilizados em combinação com materiais tradicionais [13] ou têm-nos substituído em certos componentes, como cabos exteriores, vigas ou mesmo como lajes de tabuleiros.

Relativamente à utilização de vigas em materiais FRP têm sido aplicados dois tipos de elementos: (i) perfis pultrudidos, normalmente com fibras de reforço em vidro e secções de parede fina aberta (Figura 9); e (ii) perfis produzidos por moldagem, com fibras de reforço em carbono e/ou vidro, utilizados em vigas e caixões de pontes pedonais e rodoviárias (Figura 10).

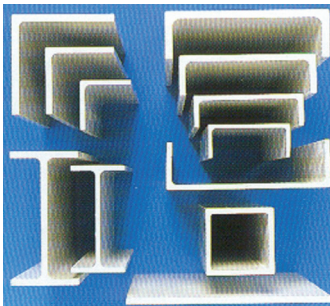


Figura 9: Secções típicas de perfis pultrudidos de GFRP [6].



Figura 10: Vigas moldadas com reforço em fibras de carbono (à esquerda) e carbono/vidro (à direita) [14].

Os painéis FRP utilizados em tabuleiros de pontes dividem-se em dois tipos (Figura 11): (i) secções multicelulares fechadas, produzidas por pultrusão; e (ii) painéis sanduíche, produzidos por moldagem. Estes painéis têm sido utilizados na construção e reabilitação (substituição) de tabuleiros de pontes pedonais e rodoviárias (Figura 12), sendo normalmente ligados entre si por colagem e fixados a vigas ou longarinas constituídas por materiais tradicionais através de colagem, aparafusamento ou chumbadouros.

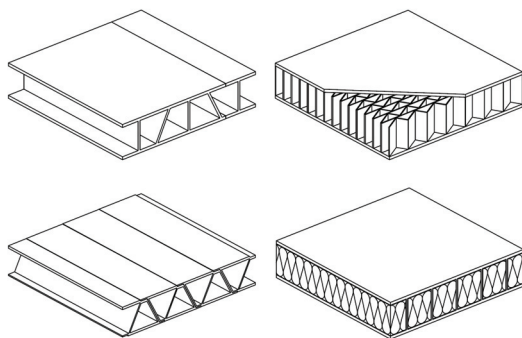


Figura 11: Painéis FRP multicelulares pultrudidos (à esquerda) e sanduíche (à direita) [15].



Figura 12: Substituição de tabuleiro por painéis multicelulares pultrudidos em GFRP colados a longarinas metálicas.

2.3.4 Estruturas totalmente compósitas

Neste tipo de aplicação, em que os elementos estruturais são construídos exclusivamente com materiais FRP, é possível adaptar melhor a concepção estrutural às características dos materiais compósitos, permitindo explorar melhor o seu potencial. Na construção de pontes, estas aplicações estruturais correspondem essencialmente à superestrutura (Figura 13), já que os pilares e os encontros continuam a ser frequentemente construídos com materiais tradicionais. Um dos exemplos mais emblemáticos deste tipo de aplicações é a Ponte Pontresina (Figura 14), constituída por duas treliças laterais em perfis de GFRP e um tabuleiro em painéis também de GFRP.



Figura 13: Transporte de um tabuleiro em FRP moldado manualmente híbrida [12].



Figura 14: Ponte Pontresina (Suíça) totalmente construída com perfis pultrudidos de GFRP [12].

3. TABULEIROS EM PAINÉIS PULTRUDIDOS DE GFRP LIGADOS POR ENCAIXE

A presente secção destina-se a apresentar um estudo em curso no IST sobre uma solução estrutural pré-fabricada para tabuleiros de pontes, essencialmente pedonais. O tabuleiro é constituído pela associação de painéis multicelulares de GFRP, dispostos transversalmente à direcção longitudinal da ponte, ligados entre si por encaixe de pressão (*“snap-fit”*). Estes assentam sobre um sistema de apoio longitudinal em perfis de aço ou perfis de GFRP, sendo ligados ao vigamento de suporte por aparafusamento (com ou sem ligação adesiva). A Figura 15 representa um possível protótipo da ponte, para um único vão simplesmente apoiado de cerca de 11.0 m, com uma largura total de 2.5 m e um vão transversal interno de 1.5 m entre longarinas de apoio.

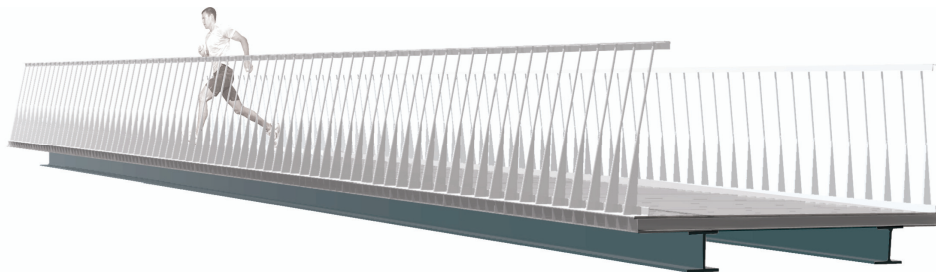


Figura 15: Modelo 3D de ponte pedonal com tabuleiro híbrido – painéis multicelulares de GFRP / vigas de aço.

3.1 Geometria, aspectos construtivos, concepção e análise estrutural

O painel de laje em análise corresponde a um elemento pultruído pré-fabricado de GFRP, com uma secção transversal multicelular de dimensões nominais 7@90×75 mm [16-19]. A espessura dos laminados dos banzos (inferior e superior) e das almas verticais é de aproximadamente 4 mm, aumentando para 5 mm nas zonas de extremidade da secção tubular vazia correspondentes às ligações por encaixe (Figura 16).

Os painéis em estudo, com um comprimento total de 2500 mm na direcção principal da pultrusão, foram produzidos pela empresa *Kookmin Composite Infrastructure, Inc.* (Seul, Coreia do Sul), sob a designação comercial DELTA DECK™ SF75L [16]. Segundo o fabricante, os painéis de GFRP são constituídos por uma matriz de poliéster isoftálico reforçada com fibras de vidro-E, na forma de rovings unidireccionais e mantas tecidas multi-

direccionais [16]. Para além disso, os painéis incluem ainda véus de superfície na forma de mantas de fibras curtas aleatórias para reforçar a resistência das abas de ligação e garantir uma melhor impermeabilização à secção.

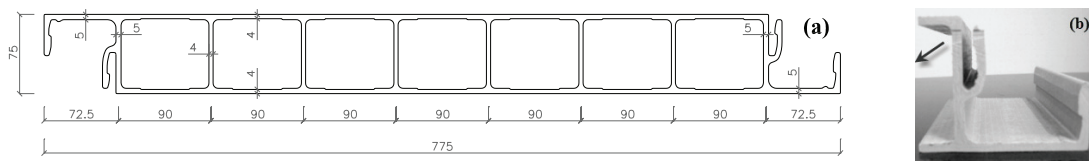


Figura 16: (a) Secção transversal do painel SF75L (dimensões em mm), com pormenor à direita (b) de uma aba da extremidade da secção para encaixe sob pressão, tipo "snap-fit".

O modo de interligação de painéis adjacentes é realizado através de duas abas verticais que permitem um encaixe geométrico entre si por pressão (tipo "snap-fit" [18,19]), podendo esta ligação ser ainda reforçada por colagem adesiva (e.g., resinas de base epoxídica com resistência de ligação na ordem de 7 MPa). A Figura 17 exemplifica o modo da assemblagem sucessiva entre painéis que permite assegurar a continuidade construtiva da globalidade da laje do tabuleiro.

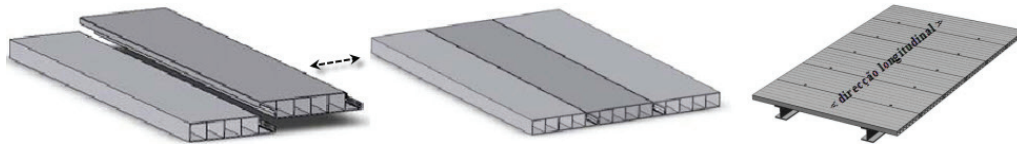


Figura 17: Esquema da montagem do tabuleiro por meio da ligação sucessiva entre painéis [19].

No âmbito do presente estudo, a concepção estrutural inclui um tabuleiro de secção mista, com perfis HE220B (aço laminado a quente S275, JR ou melhor) utilizados no vigamento de suporte dos painéis multicelulares, e teve em conta o vão interior transversal (1500 mm) e o vão longitudinal previsto para a ponte. Na Figura 18 é apresentada uma ilustração da secção mista proposta para o tabuleiro.

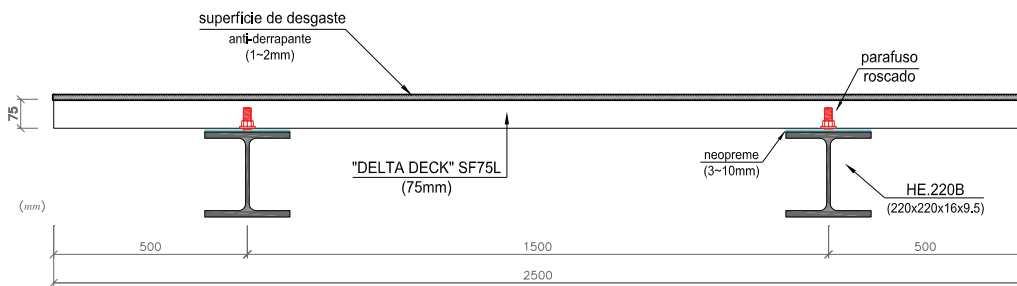


Figura 18: Secção mista do tabuleiro – painel GFRP / vigas em perfil HEB ($h_{total} \sim 300$ mm).

A ligação painel / viga é materializada através de parafusos roscados soldados por ponto no banzo superior dos perfis HEB. A geometria terminal do painel tubular (em secção aberta) é assim aproveitada para interligar por encaixe sob pressão as abas entre painéis, permitindo também a precedente fixação destes às longarinas, por aperto rosçado do aparafusamento instalado antes do "fecho" da aba do painel seguinte. Deste modo, este tipo de conexão mecânica apenas ocorre nas zonas de extremidade dos painéis. Sempre que se associa um novo painel, este deverá ser previamente furado ao nível de um dos banzos, segundo dimensões ajustadas à inserção do parafuso de rosca. Contudo, refira-se que esta furação em banzos de 5 mm poderá ser realizada ainda em fábrica, de modo independente, após a fase final da pré-fabricação das placas de GFRP.

Opcionalmente, pode optar-se pela instalação de mantas de borracha (tipo tela de neoprene), a aderir ao topo do banzo superior das vigas metálicas, antes da colocação dos painéis. Esta ligação poderá ser ainda reforçada quimicamente (adesivo de base epoxídica), em função do grau de acção compósita requerido para o comportamento longitudinal do tabuleiro. Por fim, a superfície do tabuleiro deverá ser alvo de processos de tratamento a fim de receber o revestimento final, preferencialmente de base polimérica e antiderrapante (1-2 mm). Incluem-se nestas operações de acabamento o desgaste abrasivo da superfície pultrudida (e.g., lixa de areia) e a aplicação de pó de

sílica. A Figura 19 detalha a sequência dos procedimentos de montagem, associados aos vários tipos de ligações (mecânica e química): painéis tubulares e painéis / vigas metálicas.

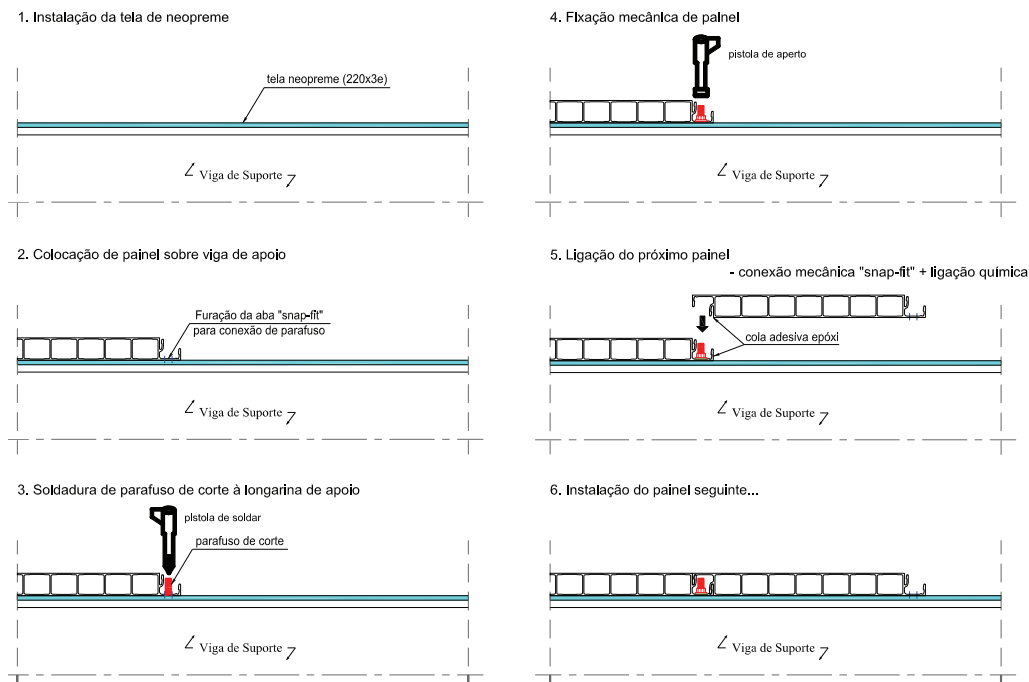


Figura 19: Esquema da sequência operacional dos procedimentos para instalação de tabuleiro.

Importa referir que este tipo de painel apresenta diversas vantagens face a outras soluções igualmente disponíveis para a construção de tabuleiros de pontes, quer pedonais quer rodoviárias (conforme revisto na Secção 2), sobretudo no que concerne ao nível das ligações. Além da facilidade de transporte e aplicação em obra, com reduzidos custos de manutenção, a solução de interligação em causa permite alcançar melhores condições de trabalhabilidade e níveis de desempenho em obra do que as relacionadas, por exemplo, com a união dual entre unidades celulares, por encaixe geométrico horizontal [18,19]. A ligação mecânica “*snap-fit*”, por encaixe vertical sob pressão prescinde da prévia instalação de conectores de corte no vigamento de apoio, não exigindo por isso um rigor dimensional tão elevado por comparação com as outras soluções.

Mesmo sobre vigas de betão, a presente solução reflecte-se igualmente numa operacionalidade em obra mais ligeira do que nas ligações por “deslizamento” horizontal, as quais carecem de uma furação em toda a altura do painel em posições pré-estabelecidas em função da localização definida para o encastramento dos conectores ou chumbadouros [17]. Estas situações, sem um rigoroso controlo de qualidade, podem traduzir-se num repetitivo acumular de erros dimensionais, pelas lacunas susceptíveis de ocorrerem entre o encaixe sucessivo das pré-lajes. Nestes casos, a operação de soldadura reveste-se também de uma maior dificuldade de execução, muitas vezes sobre uma furação de reduzidas dimensões e, possivelmente, ao longo de espessuras significativas de tabuleiro (como será o caso das pontes rodoviárias) [19].

3.1.1 Aspectos de análise e dimensionamento estrutural

A estabilidade estrutural da ponte é conseguida com a garantia da segurança dos seus elementos, quer isolada quer conjuntamente. No âmbito da análise estática será fundamental o estabelecimento das combinações de acções previstas sobre as vigas da estrutura [20] - Tabela 4.

Tabela 4: Principais acções e combinações de acções para os *Estados Limites de Serviço e Últimos* do modelo de viga longitudinal.

Acções (kN/m)		Combinações (kN/m)		
Permanente	Variável	ELS	ELU	
P.p.	Q_{nk}	P_{q,p.}	P_{rara}	P_{sd}
0.95	6.67	2.28	3.61	11.31

(sem consideração das **r.c.p.** – *restantes cargas permanentes*)

Os valores acima considerados para uma análise longitudinal assentam num modelo transversal de viga simplesmente apoiada para o efeito mais condicionante da distribuição transversal da sobrecarga na largura do tabuleiro. Importa notar que a solução proposta para o tabuleiro apresenta um peso total de cerca de 2 tonf (correspondente a 0.76 kN/m²), cuja laje do tabuleiro (0.19 kN/m²) representa somente 25% desse peso. A título de exemplo comparativo, uma solução mista aço / betão armado excederia sensivelmente em 4 vezes o peso próprio da actual superestrutura híbrida (70 a 80% mais leve face às soluções convencionais [21]). Considerando relações análogas, o mesmo sucede caso se tratassem de tabuleiros rodoviários [1,2,5].

A estes painéis multicelulares associa-se um comportamento estrutural de carácter essencialmente unidireccional segundo a direcção da pultrusão, *i.e.* na direcção transversal do tabuleiro [2]. Esta condição, juntamente com as reduzidas relações de rigidez/resistência destes elementos de GFRP, traduz-se num dimensionamento (verificação da segurança) geralmente condicionado pela deformabilidade aos *Estados Limites de Serviço*, limitando desse modo o vão transversal. O nível de deformabilidade, aceitável na razão vão/300 [1], pode ser modelado com base em modelos elásticos de placa ortotrópica equivalente, recorrendo a métodos de análise de *Placas Compósitas Laminadas* [22] que incluam a deformação por corte de, pelo menos, 1ª ordem (*Teoria de Timoshenko*). Neste tipo de procedimento, o painel é considerado como uma única “placa laminada” estaticamente equivalente, com comportamento constitutivo ortotrópico [23]. Outras metodologias mais simplificadas, provenientes da análise de tabuleiros convencionais, poderão ser adoptadas sob a hipótese do tabuleiro ser formado pela sucessão de faixas, com largura e rigidez de banda (nervura) convenientemente adaptadas. Os vários modelos de análise de placa podem ser considerados com as longarinas de suporte integradas em base fundada elasticamente, de forma a analisar o comportamento do sistema celular na superestrutura global.

O comportamento estrutural do tabuleiro híbrido, com ligação dos painéis pultrudidos às vigas de aço, traduz-se longitudinalmente quer na redução da deformabilidade quer no aumento da capacidade resistente em flexão, sob um melhor aproveitamento das propriedades daqueles elementos de placa [1]. Simultaneamente à sua função de capacidade de transferência transversal das cargas, os painéis de GFRP devem contribuir como elementos em compressão (ou em tracção) das vigas de suporte no sistema longitudinal da ponte. Nesse sentido, actuando como banzo de compressão na zona de momentos positivos a meio vão (ou de tracção em zona de apoio de continuidade), será importante garantir níveis adequados de rigidez e resistência no plano dos painéis, de forma a serem capazes de assegurar na direcção longitudinal da ponte funções na secção mista pelo menos semelhantes às alcançadas com pré-lajes tradicionais [24]. Em primeiro lugar, esta análise longitudinal deverá ser realizada ao nível da secção mais condicionante, recorrendo ao conceito de secção mista homogeneizada, $n = E_{AÇO}/E_{GFRP}^T \approx 30$, e de largura efectiva b_{eff} da placa pultrudida de “banzo” (*cf.* Figura 20).

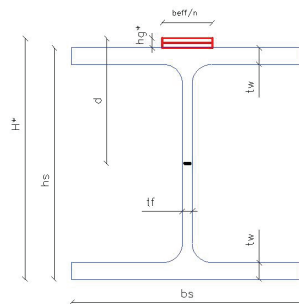


Figura 20: Secção transversal mista homogeneizada.

A contribuição dos painéis para a secção mista será influenciada por dois potenciais níveis de flexibilidade, a coexistir naquela secção transversal ao nível (i) da interface entre o painel e a viga de aço e (ii) do núcleo estrutural do painel que interliga as faces superior e inferior. Por norma, uma interligação preferencialmente mista – *mecânica e química por colagem* – garante uma acção compósita completa entre os dois elementos estruturais distintos [5,23,24]. Nos casos da não exigência de um cariz provisório para a estrutura, o objectivo destas ligações passa por garantir aos tabuleiros híbridos redundância estrutural suficiente na interface e características de ductilidade ao sistema global [1,24]. O dimensionamento da secção mista segundo esta abordagem pressupõe que a rotura ocorra por compressão do painel, durante a cedência do banzo de tracção do perfil de aço, para uma rigidez de corte no plano do painel suficientemente elevada de forma a prevenir roturas prematuras no sistema global.

Os principais critérios de dimensionamento das vigas híbridas – *painel GFRP / perfil de aço* – poderão de certa maneira assentar em desígnios subjacentes ao dimensionamento convencional de pontes mistas vigadas ou em caixão (betão / aço), tendo nomeadamente por base adaptações de recomendações preconizadas no Eurocódigo 4 [25]. No entanto, é reconhecido um insuficiente grau de exploração da resistência última do material ou mesmo do elemento pultrudido por fenómenos de instabilidade. De facto, na maior parte das situações, a deformabilidade e outros requisitos de desempenho em serviço condicionam o dimensionamento das vigas. Embora se mantenham algumas preocupações sobre o comportamento das ligações adesivas (a longo prazo), resumem-se de seguida alguns princípios de dimensionamento que podem ser seguidos na análise longitudinal da ponte pedonal [1,2,5,22-27]:

- Modo de rotura global dúctil, com rotura do painel em compressão durante a cedência do banzo de tracção do perfil metálico;
- Acção compósita completa até à rotura da secção mista;
- Deformação máxima na direcção longitudinal aos ELS $\sim L/250$ a $L/100$;
- Participação completa do painel de laje como banzo de compressão da viga mista (para afastamento entre vigas de 1500 mm).

3.2 Estudo Experimental

3.2.1 Ensaios de caracterização mecânica do material dos painéis

Para a caracterização mecânica do material laminado que forma o painel estão em curso ensaios de tracção (ISO 527), flexão (ISO 14125), compressão (ASTM D695), corte interlaminar (ISO 14130) e de determinação do teor inorgânico (ISO 11720), seguindo as recomendações expressas naquelas normas de ensaio. Uma vez que se desconhece a sequência de empilhamento e a própria constituição das lâminas que formam os laminados ortotrópicos, esta abordagem experimental representa a técnica mais credível de aferição das propriedades de rigidez e de resistência última do material que constitui o laminado, face a uma caracterização analítica com base na *Teoria Clássica dos Compósitos Laminados* [22]. Na Tabela 5 são apresentados os valores das propriedades indicados pelo fabricante.

Tabela 5: Propriedades mecânicas e físicas fornecidas pelo fabricante [1].

	Propriedades em tracção			Propriedades físicas	
	σ_u (MPa)	E (MPa)	ϵ_u (%)	Teor em fibra	coef. dilat. térmica
Poliéster	55.0	2.5	2.3		
Vidro-E	3.5×10^3	74×10^3	3.0		
lo (± 4 mm)	200	17×10^3	–	> 50 %	$5.0 \times 10^{-6}/^\circ\text{K}$

3.2.2 Ensaios de comportamento em serviço e à rotura do elemento painel

Encontra-se actualmente em curso um conjunto de ensaios ao nível do painel singular para avaliação do seu comportamento mecânico e estrutural em serviço e à rotura, nomeadamente ensaios estáticos em flexão (3- e 4-pontos, 3-PB e 4-PB, respectivamente) para vãos de 1.5, 2.0 e 2.4 m (*cf.* Figura 21). Estes ensaios, realizados segundo a direcção principal (a de pultrusão) do painel, mostraram um comportamento perfeitamente elástico-linear do painel até à rotura. A título de exemplo, as Figuras 22 e 23 ilustram o diagrama força-deslocamento e o modo de

rotura de um painel com 1.5 m de vão por instabilidade local do banzo superior, junto a um ponto de aplicação de carga, em que terá previamente ocorrido esmagamento da alma (para uma carga de 118.9 kN e uma flecha máxima a meio vão de 29.8 mm).

Para a mesma gama de vãos, foram realizados ensaios dinâmicos em flexão (*cf.* Figuras 24 e 25) com o objectivo de identificar as principais características dinâmicas dos painéis (*e.g.*, frequência própria e amortecimento) sob excitação controlada por vibrações induzidas através da percussão do painel. Os diversos ensaios foram também realizados em painéis com o núcleo tubular preenchido de espuma de poliuretano (PU de dois componentes). Esta alteração sobre o painel original teve por finalidade avaliar a influência da espuma PU no desempenho do painel, sobretudo em relação aos níveis de rigidez (longitudinal e transversalmente).

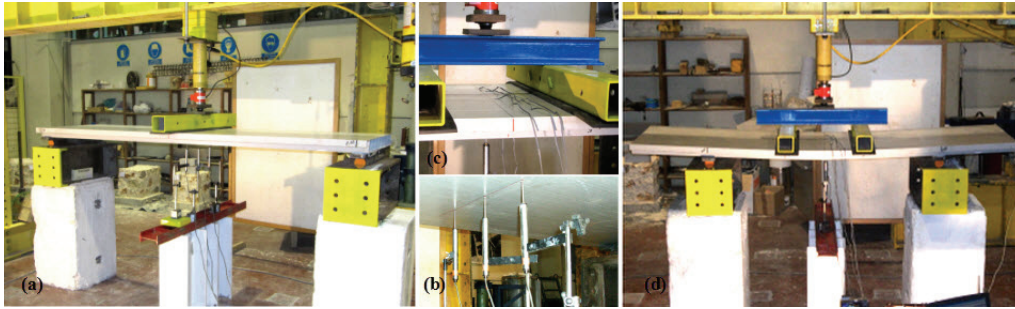


Figura 21: (a) Ensaio de flexão em 3-*P* para vão de 2.4 m; (b) deflectómetros eléctricos e (c) extensometria; (d) deformação global de painel (vão 1.5 m) sob 4-*PB* na iminência da rotura.

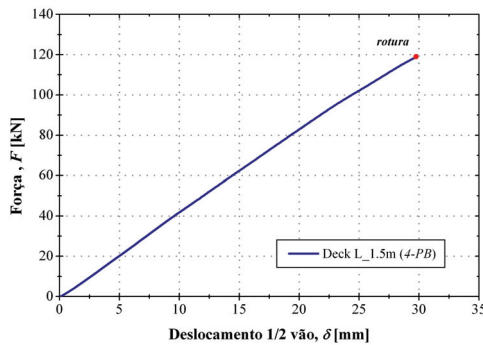


Figura 22: Diagrama força – deslocamento para painel à flexão 4-*PB* e vão de 1.5 m.

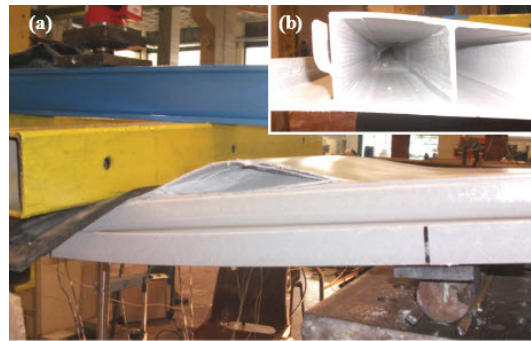


Figura 23: (a) Instabilidade do banzo superior, com (b) esmagamento da alma sob ponto de carga.



Figura 24: Ensaio dinâmico sob excitação induzida por peso de 20 kgf solto a meio vão.

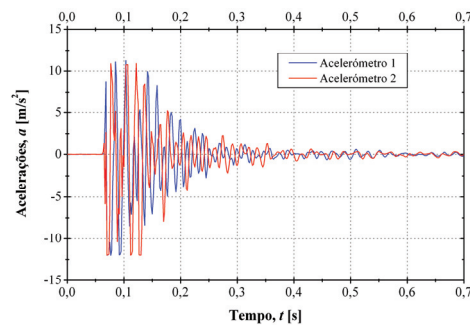


Figura 25: Registo de sinal em acelerações em painel com núcleo de espuma PU.

Refere-se ainda que está prevista a realização de ensaios estáticos em flexão na direcção transversal do painel (perpendicular à pultrusão), tomando em linha de conta as ligações por encaixe para níveis de carregamento semelhantes. Para além disso, a avaliação das propriedades de rigidez no plano do painel (à compressão e ao corte), com e sem interferência da ligação entre painéis, são de importância acrescida, no que respeita à sua contribuição

para a resistência e, sobretudo, para a rigidez global do tabuleiro na direção longitudinal e grau de interação entre painéis e longarinas de aço [1,2,24]. Prevêem-se, igualmente, estudos experimentais à fadiga ao nível individual da conexão por encaixe “*snap-fit*” painel – painel. Ao nível da fixação painel GFRP – viga de aço, será preponderante avaliar o comportamento da conexão ao corte, quer simples e discreta através dos conectores de corte de aparafusamento (afastamento de cerca de 702.5 mm), quer adicionalmente por intermédio de colagem adesiva epoxídica.

No âmbito do comportamento diferido, uma série de painéis com 1.5 e 2.0 m de vão estão a ser monitorizados por um período de tempo longo, sob carregamento uniformemente distribuído (em flexão) correspondente a múltiplos do nível da carga regulamentar [20] – 5, 10 e 20 kN/m². Com estes ensaios de fluência, ilustrados na Figura 26, pretende-se aprofundar o conhecimento da resposta do material pultrudido a longo prazo [21], bem como estimar as propriedades de rigidez viscoelásticas do painel (módulos longitudinal de flexão e de distorção à idade t) com base em modelos numéricos e analíticos de previsão (empíricos e mecânicos).

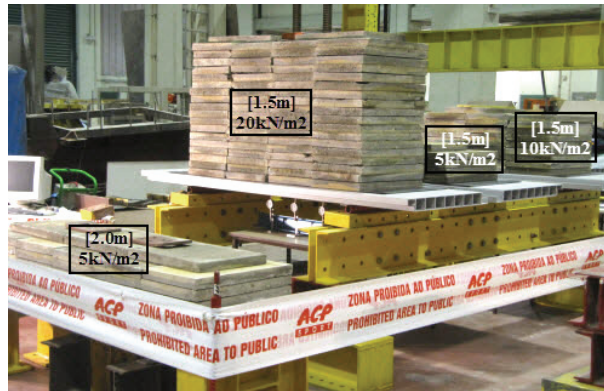


Figura 26: Ensaio de fluência em painéis com 1.5 e 2.0 m de vão, para vários níveis de carga.

3.2.3 Ensaios em protótipo do tabuleiro GFRP / vigas de aço

Com os ensaios num protótipo de tabuleiro à escala real pretende-se analisar o comportamento em serviço do sistema estrutural, a ser produzido através da montagem dos painéis pultrudidos solidarizados às vigas de aço laminado a quente. Não se prevê a realização do ensaio até à rotura; pelo contrário, o tabuleiro será testado para níveis moderados de carga, de forma a avaliar quer o comportamento global da superestrutura, quer o comportamento individualizado dos elementos, bem como o efeito das interfaces painel – painel e painel – longarina de suporte na rigidez longitudinal do sistema estrutural. Além do mais, requer-se uma observação aprofundada do comportamento dinâmico sob acções de indução humana, com quantificação da vulnerabilidade às vibrações transeuntes, tendo em conta a variedade de cenários possíveis.

3.3 Estudo Numérico

O estudo numérico pretende desenvolver modelos capazes de simular quer o comportamento mecânico dos painéis, quer o comportamento estrutural do tabuleiro, em serviço e à rotura. Nesse sentido, foram desenvolvidos modelos de elementos finitos tridimensionais, tendo sido utilizado numa fase inicial o programa de cálculo automático SAP2000 (11.0) [28]. Ao nível do tabuleiro, os painéis foram modelados com elementos finitos de casca (*shell*) rectangulares, em virtude da reduzida espessura dos laminados quando comparada à espessura total do painel individual, com a seguinte relação de dimensões – comprimento $\times$ largura $\times$ espessura (em mm): 90 $\times$ 78 $\times$ 4 (banzos) e 55-78 $\times$ 35.5 $\times$ 4 (almas verticais).

Os perfis de secção H foram igualmente modelados com o mesmo tipo de elementos, com as seguintes dimensões rectangulares (em mm): 90 $\times$ 55 $\times$ 16 (banzos) e 90 $\times$ 51 $\times$ 9.5 (alma). A conexão entre a laje pultrudida e as longarinas poderá ser modelada com rigidez infinita ou com flexibilidade ajustada em função de um comportamento mais próximo do real ao nível dessa interface (*linear 2-joint links*) – seja por ligação mecânica discreta com conectores de

corte, seja por ligação mista incluindo colagem contínua adesiva. Na Figura 27 apresenta-se a configuração final do modelo 3D de uma proposta para o protótipo da ponte, cujos apoios são representados sob as condições de modelo de viga simplesmente apoiada (apoios móvel e fixo).

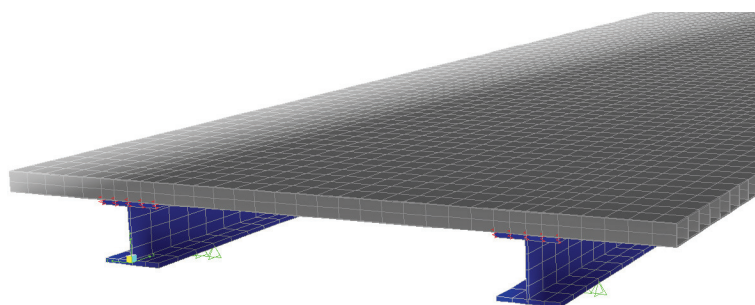


Figura 27: Vista parcial do modelo de elementos finitos tridimensional da ponte pedonal.

Numa fase posterior, a simulação numérica foi desenvolvida com recurso ao programa ABAQUS (6.7-5) [29], de forma a estudar e analisar problemas mais complexos, nomeadamente os geometricamente não lineares (fenómenos de instabilidade) e os efeitos diferidos. Faz-se notar que estes modelos constituem uma ferramenta de cálculo a ser calibrada de acordo com as propriedades obtidas experimentalmente (*cf.* secção 3.2.1). A título de exemplo, mostra-se na Figura 28 o resultado de uma análise modal prévia, onde a frequência fundamental obtida de 6.0 Hz (em modo de vibração vertical) é semelhante à calculada por via analítica [30].

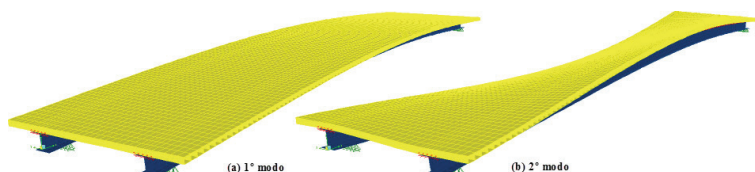


Figura 28: Modos de vibração: (a) 1º fundamental por flexão vertical e (b) 2º modo por torção.

Ente outros aspectos, perante a leveza e a esbelteza do passadiço, reveste-se de especial interesse o conhecimento dos efeitos da amplificação dinâmica das oscilações verticais resultantes da sobrecarga pedonal, tendo em consideração os requisitos associados aos estados limites de conforto e de serviço (deformabilidade e vibração) neste tipo de sistema estrutural [23,31].

4. TABULEIROS EM PAINÉIS SANDUÍCHE DE GFRP

Este estudo teve como objectivo desenvolver uma solução estrutural para o tabuleiro de pontes pedonais em painéis sanduíche de GFRP que fosse leve, resistente, sem exigências de manutenção significativas e com uma durabilidade elevada [32]. Para esse efeito, foram avaliadas duas soluções com materiais de núcleo em espuma rígida de poliuretano (PU) ou em favos de mel de polipropileno (PP). No sentido de melhorar as propriedades mecânicas das soluções em estudo, foi ainda avaliado o efeito da introdução de reforços em GFRP nos bordos laterais desses dois tipos de painéis, no que diz respeito ao seu comportamento em serviço e à rotura.

4.1 Conceito Estrutural

O princípio dos painéis sanduíche consiste na combinação de (i) duas lâminas finas exteriores, constituídas por um material rígido e resistente e (ii) um material de enchimento interior, de reduzida densidade e menor resistência e rigidez (Figura 29). De entre as principais vantagens da construção sanduíche destacam-se as elevadas resistência e rigidez específicas, o reduzido peso próprio, o bom isolamento térmico, a durabilidade em ambientes agressivos, as múltiplas possibilidades de escolha de materiais e a facilidade de realizar formas complexas. Como principais dificuldades associadas a esta solução refere-se o fraco isolamento acústico (por comparação com soluções

estruturais mais pesadas, como o betão e as alvenarias), a reduzida resistência a temperaturas elevadas, as deformações excessivas para determinadas solicitações, a grande variedade de modos de rotura e, sobretudo, a falta de informação técnica, que dificulta o seu dimensionamento e, assim, a sua aceitação [33,24]. No caso específico das pontes, refere-se ainda a possibilidade de se gerarem gradientes térmicos consideráveis entre as lâminas inferior e superior [15].

A Figura 30 ilustra a solução proposta para o tabuleiro de pontes pedonais, que prevê a utilização de elementos de painel sanduíche com um comprimento de 2.50 m, uma largura de 0.50 m e uma espessura de 0.10 m (lâminas de 7 mm e material de núcleo de 90 mm). Estes painéis são posicionados de forma adjacente, apresentando um vão interior de 1.50 a 2.30 m, sendo apoiados em longarinas metálicas ou constituídas por perfis pultrudidos de GFRP. Por norma, este tipo de solução permite alcançar vãos transversais em pontes (entre longarinas) superiores aos atingidos com painéis multicelulares totalmente pultrudidos (descritos na secção 3), devido à maior flexibilidade do seu processo produtivo em termos de variabilidade geométrica da secção transversal do painel (relações altura / largura). Contudo, face aos painéis celulares de GFRP, estes últimos apresentam menores índices de estabilidade dimensional.

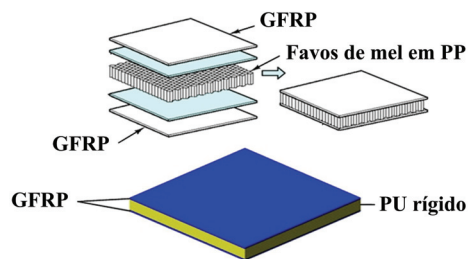


Figura 29: Esquema da constituição dos painéis sanduíche estudados.

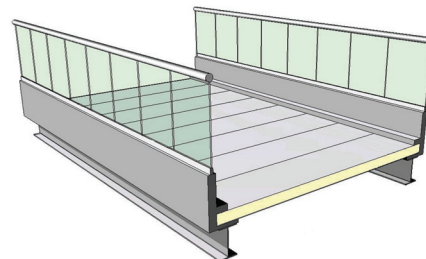


Figura 30: Esquema 3D de ponte pedonal com tabuleiro em painéis sanduíche

4.2 Estudo Experimental

4.2.1 Programa experimental

O objectivo da campanha experimental foi estudar e comparar o comportamento de quatro tipos de painéis sanduíche compósitos, cujas designações foram atribuídas de acordo com o tipo de material de núcleo (PU ou PP) e com o facto de serem ou não reforçados nos bordos laterais (U, não reforçado; R, reforçado). Os painéis foram produzidos pela empresa *ALTO Perfis Pultrudidos, Lda.*, através da técnica de moldagem manual, sendo as lâminas de GFRP constituídas por três tipos de mantas de fibras de vidro ((i) tipo véu de noiva, (ii) com fibras aleatórias e (iii) com fibras tecidas), aglomeradas com uma matriz polimérica de resina de poliéster.

Foram realizados diversos ensaios experimentais, os quais serviram, numa fase inicial, para caracterizar os materiais constituintes dos painéis, nomeadamente as lâminas e os núcleos. Numa fase posterior, através de ensaios estáticos de flexão em serviço e à rotura, foi possível avaliar as propriedades de rigidez e resistência dos painéis. Finalmente, foram realizados ensaios dinâmicos em flexão, que permitiram estudar o comportamento dinâmico dos painéis, nomeadamente as suas frequências próprias e amortecimento.

4.2.2 Ensaios de caracterização dos materiais

Os ensaios de caracterização dos materiais, ilustrados na Figura 31, incluíram (i) ensaios em lâminas de GFRP à tracção e ensaios em provetes sanduíche (ii) à compressão no plano das lâminas, (iii) à compressão no plano perpendicular às lâminas, (iv) à tracção no plano das lâminas e (v) ao corte.

Nos ensaios de tracção das lâminas de GFRP (Figura 31-i) o material apresentou um comportamento elástico linear até à rotura, que ocorreu de forma frágil. Os valores médios da resistência à tracção ($\sigma_u = 202.4 \text{ MPa}$), extensão na rotura ($\varepsilon_u = 11.3\%$) e módulo de elasticidade ($E = 20.5 \text{ GPa}$) foram também determinados.

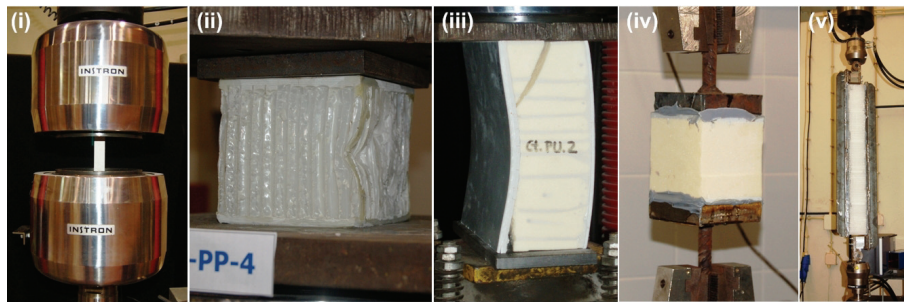


Figura 31: Ensaios de caracterização dos materiais dos painéis sanduíche.

No ensaio de compressão perpendicular ao plano das lâminas (Figura 32a) foi avaliado o comportamento em compressão dos painéis naquele plano, o que é relevante nomeadamente nas zonas dos apoios. Ambos os materiais de núcleo apresentaram um comportamento inicial aproximadamente linear até se atingir a força máxima, que foi de 24.1 kN para os favos de mel em PP e de 3.01 kN para a espuma rígida de PU. Após um decréscimo da força (o qual se apresentou mais pronunciado nos favos de mel), os diagramas força-deslocamento de ambos os materiais apresentaram um patamar com aumento das deformações para valores de força aproximadamente constantes de cerca de 10-12 kN e de 2.75 kN, para os núcleos de PP e PU, respectivamente. Em ambos os casos, as deformações residuais foram elevadas. As propriedades dos materiais do núcleo foram determinadas com base na hipótese da indeformabilidade das lâminas de GFRP. Os favos de mel de PP apresentaram-se mais rígidos do que a espuma de PU, sendo também o módulo de elasticidade aparente do núcleo de PP significativamente mais elevado do que o do núcleo de PU.

Nos ensaios de compressão na direcção do plano das lâminas (Figura 32b) foi avaliado o comportamento na direcção transversal dos painéis sanduíche. Nos dois tipos de provetes, observou-se um comportamento aproximadamente linear até um valor de força de cerca de 110 kN, observando-se, a partir daí, um pequeno troço com aumento dos deslocamentos para um valor de força aproximadamente constante. Após este troço, a carga voltou a aumentar como anteriormente até se atingir a rotura. A força de rotura dos provetes com núcleo de PP foi aproximadamente o dobro da dos provetes com núcleo de PU. A rotura dos provetes deveu-se (i) à perda de estabilidade das lâminas por encurvadura, seguida por vezes de rotura por corte do núcleo (em PU) e/ou delaminação, com descolamento entre o núcleo e a lâmina do lado interior da curvatura do provete e (ii) ao esmagamento de uma das lâminas junto ao prato da prensa hidráulica. A espuma de PU revelou ser mais flexível no plano perpendicular às lâminas do que os favos de mel de PP, o que lhe permite acompanhar a deformação das lâminas.

Os ensaios de corte (Figura 32c), recentemente concluídos, permitiram estimar o módulo de distorção dos dois materiais de núcleo (G): 4.9 MPa no caso da espuma rígida de PU e 7.2 MPa no caso dos favos de mel em PP. Os ensaios de tracção estão actualmente em curso.

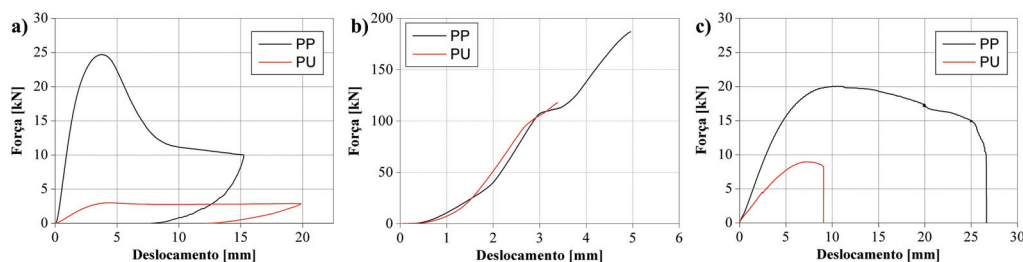


Figura 32: Diagramas força deslocamento dos ensaios de a) compressão perpendicular ao plano das lâminas, b) compressão no plano das lâminas e c) corte.

4.2.3 Ensaio estáticos de flexão dos painéis sanduíche

Foram realizados ensaios de flexão estáticos (de acordo com a norma ASTM C393) em painéis sanduíche com 2.50 m de comprimento e 0.50 m de largura: ensaios para a caracterização do comportamento (i) em serviço e (ii) à rotura. Os painéis foram primeiro carregados à flexão em 3 pontos (carga aplicada a meio vão) até se atingir um deslocamento a meio vão de 10 mm e depois descarregados. De seguida, os painéis foram carregados à flexão em 4 pontos até à rotura, com as cargas aplicadas a uma distância de 0.38 m da secção do meio vão.

Nos ensaios de flexão em 3 pontos todos os painéis apresentaram um comportamento elástico linear para deslocamentos até cerca de 10 mm, com deslocamentos residuais após a descarga inferiores a 1 mm. Relativamente aos ensaios à flexão em 4 pontos até à rotura, apresenta-se na Figura 33 os diagramas força-deslocamento, ilustrando-se na Figura 34 os modos de rotura observados em cada painel.

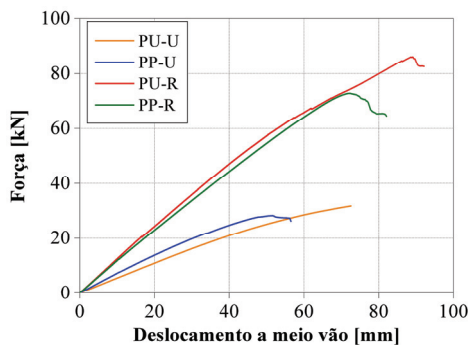


Figura 33: Diagrama força-deslocamento dos ensaios dos painéis até à rotura.

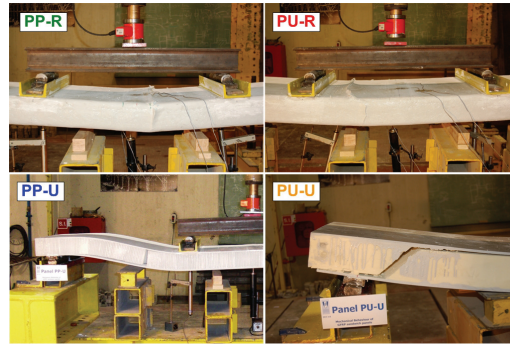


Figura 34: Modos de rotura de cada um dos painéis ensaiados.

Todos os painéis apresentaram um comportamento aproximadamente linear até à rotura, com uma ligeira perda de rigidez para valores da força aplicada relativamente próximos da carga de colapso. Verificou-se que a rigidez do painel PP-U é superior à do painel PU-U (cerca de 24%), o que está de acordo com os ensaios de compressão e, sobretudo, com os de corte, que mostraram que o núcleo de PP é mais rígido do que a espuma de PU. A rigidez dos painéis reforçados é muito semelhante entre si e significativamente superior à dos painéis sem reforços, o que se pode constatar pela maior inclinação da curva do gráfico de cada painel. Essa rigidez deve-se naturalmente aos reforços laterais, que é idêntica em ambos os painéis reforçados. Nos painéis com reforços laterais a força última foi significativamente superior à dos painéis sem reforços (aumentou 158% e 171% nos painéis com núcleos de PP e PU, respectivamente).

A rotura do painel PP-U deu-se por corte do material do núcleo, numa superfície vertical correspondente à face das células dos favos de mel, a cerca de 50 cm do apoio esquerdo do painel, tendo provocado o descolamento entre as lâminas e o núcleo. A rotura do painel PU-U deu-se por corte da espuma de PU, numa superfície com uma inclinação de aproximadamente 45°, a cerca de 10 cm do apoio esquerdo. Aqui, o descolamento entre a lâmina e o núcleo ocorreu desde a zona de rotura até à extremidade do painel. No painel PP-R, a compressão da lâmina superior provocou o seu empolamento, que foi aumentando gradualmente e que culminou (i) no seu descolamento do material do núcleo na zona de meio vão e, posteriormente, (ii) na rotura por esmagamento da lâmina superior. A rotura do painel PU-R foi idêntica à do painel PP-R, tendo ocorrido também na zona entre a aplicação das cargas, mas numa secção mais próxima do ponto de aplicação da carga esquerda.

4.2.4 Ensaio dinâmicos de flexão dos painéis sanduíche

Nestes ensaios foi aplicada uma pancada seca na secção de meio vão dos painéis, tendo-se medido a vibração vertical com dois acelerómetros, A1 e A2, posicionados nessa mesma secção. Os valores máximos das vibrações

verticais registados mostram que os deslocamentos nos painéis não reforçados são superiores aos dos painéis reforçados, apesar de, nos diferentes ensaios, a carga poder não ter sido aplicada exactamente com a mesma intensidade. Através da análise FFT (*Fast Fourier Transform*) foram obtidos os valores das frequências próprias e os respectivos valores espectrais. Nestes ensaios verificou-se que a introdução dos reforços laterais aumentou a frequência fundamental de flexão dos painéis (PP-U, 29.8 Hz vs. PP-R, 31.5 Hz; PU-U, 24.4 Hz vs. PU-R, 31.2 Hz).

4.3 Estudo Numérico

4.3.1 Descrição dos modelos numéricos

No estudo numérico foram desenvolvidos modelos de elementos finitos tridimensionais com o programa de cálculo automático SAP2000 (versão 14). Devido à maior dificuldade em modelar os favos de mel em PP (quer pela sua geometria quer por terem um comportamento anisotrópico), até este momento, apenas foi feita a modelação dos painéis com núcleo de PU (PU-U e PU-R, Figura 35), prevendo-se no futuro a modelação dos restantes painéis.

De forma a reproduzir o mais fielmente possível as condições em que foram realizados os ensaios experimentais, os painéis foram modelados com as mesmas dimensões dos painéis sanduíche ensaiados à flexão. As lâminas e os reforços laterais (com 7 mm de espessura) foram modelados com elementos finitos tipo casca, enquanto que o núcleo (com 90 mm de espessura) foi modelado com elementos finitos sólidos. Os apoios dos painéis foram materializados por elementos finitos sólidos, com a mesma largura e espessura das chapas metálicas colocadas sobre as rótulas cilíndricas e em contacto com os painéis. As condições de apoio foram definidas pelos nós centrais da face inferior daquelas chapas, sendo um dos apoios fixo e o outro deslizante. A força total foi distribuída pela área de duas superfícies correspondente à localização das chapas metálicas utilizadas nos ensaios experimentais, posicionadas entre o sistema de aplicação da carga e a lâmina superior do painel – para esse efeito, foram aplicadas cargas de superfície na face superior daquelas áreas.

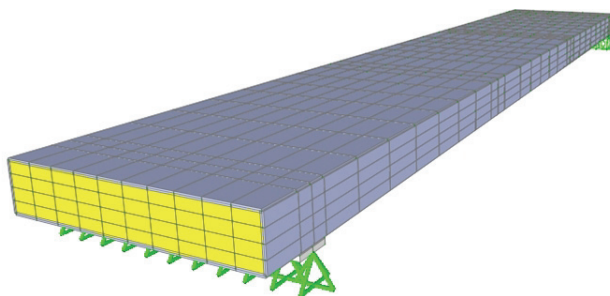


Figura 35: Modelos de elementos finitos do painel PU-R.

Todos os materiais foram modelados assumindo a hipótese de um comportamento elástico linear, isotrópico no caso da espuma de PU e ortotrópico no caso das lâminas de GFRP – foram consideradas propriedades obtidas experimentalmente e outras da bibliografia.

4.3.2 Comportamento em serviço

Ambos os painéis foram carregados com uma carga distribuída de 100 kN/m^2 , equivalente a uma carga total de 10 kN, para a qual todos os painéis exibiram uma resposta linear no diagrama força-deslocamento (ver Figura 33).

Os deslocamentos a meio vão fornecidos pelo modelo, quer do painel PU-U quer do painel PU-R, são da mesma ordem de grandeza que os deslocamentos obtidos experimentalmente, tendo sido verificado, para ambos os tipos de painel, que o modelo numérico (e também o modelo analítico, no caso do painel PU-U) apresenta uma rigidez ligeiramente inferior à do painel ensaiado. O erro foi de cerca de 14.1% no painel PU-U e de cerca de 4.2% no painel PU-R, o que é muito aceitável face à incerteza relativa a algumas propriedades dos materiais, em especial da

espuma rígida de PU e da espessura das lâminas e reforços laterais (que, de acordo com medições realizadas, apresentou uma variabilidade muito significativa relativamente ao valor de 7 mm admitido no modelo).

4.3.3 Comportamento à rotura

No painel PU-U a diferença entre os deslocamentos máximos numérico e experimental foi de apenas cerca de 8%, valor que é inferior ao correspondente à análise para a carga de serviço. Na realidade, o painel ensaiado apresentou um comportamento não-linear a partir de valores de carga de aproximadamente 20 kN, o que estará essencialmente associado ao comportamento não linear da espuma (já observado nos ensaios de corte) com um aumento significativo dos deslocamentos que, por isso, se foram aproximando dos valores numéricos.

No painel PU-R, a curva do deslocamento a meio vão do modelo numérico é praticamente coincidente com a curva experimental no troço aproximadamente linear desta, sendo os deslocamentos experimentais na rotura inferiores aos calculados em cerca de 25%. Neste painel, o modelo numérico afasta-se da curva experimental após o troço linear desta última. Tal afastamento deve-se à não linearidade exibida pelo painel PU-R, que estará associada essencialmente ao descolamento da lâmina superior do material de núcleo, que não é tida em conta no modelo desenvolvido.

Relativamente às tensões obtidas nos modelos numéricos, verifica-se que as tensões de corte no núcleo do painel PU-R são aproximadamente uniformes ao longo da altura do painel mas, como seria de esperar, variam ao longo da largura, apresentando valores inferiores junto aos bordos (Figura 36). Na realidade, tal deve-se ao facto de os reforços laterais absorverem uma parte significativa dos esforços de corte. De facto, no painel PU-U a tensão máxima de corte calculada no modelo numérico para a força de rotura foi mais do dobro da correspondente tensão de corte no painel PU-R, o que justifica a não ocorrência de rotura por corte do material de núcleo neste último painel.

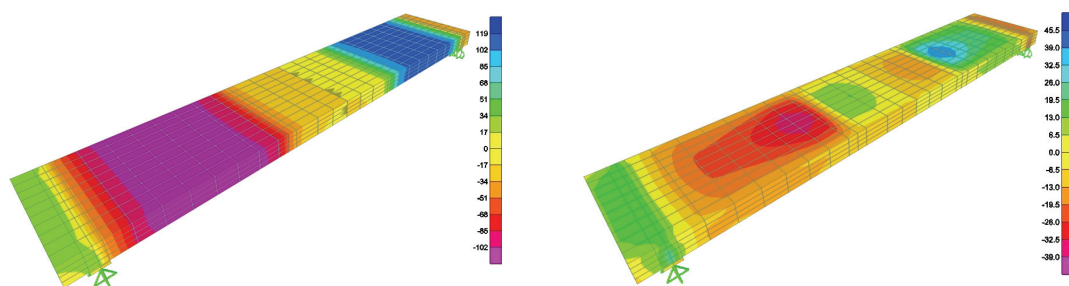


Figura 36: Tensões de corte (em kN/m²) para a força de rotura dos painéis PU-U (à esquerda) e PU-R (à direita).

4.3.4 Comportamento dinâmico

As frequências de flexão obtidas nos modelos foram comparadas com as registadas nos ensaios experimentais, com erros muito reduzidos de 3.5% no painel PU-U (modelo, 24.9 Hz vs. experimental, 24.1 Hz), e mais significativos de 26.3% no painel PU-R (modelo, 38.1 Hz vs. Experimental, 30.2 Hz). Não foi possível realizar uma comparação das frequências de torção (PU-U, 52.6 Hz; PU-R, 103.1 Hz), uma vez que estas não foram medidas nos ensaios experimentais.

5. TABULEIROS MISTOS GFRP-BETÃO

Neste capítulo apresenta-se o estudo de uma solução estrutural mista com vigas pultrudidas de GFRP e laje de tabuleiro em betão. Neste tipo de solução, a laje que constitui o pavimento da ponte poderá ser betonada *in-situ* ou pré-fabricada, utilizando-se no segundo caso vários troços de laje. A ligação entre as vigas e a laje pode ser realizada através de conectores (à semelhança das vigas mistas aço-betão), através de uma ligação adesiva ou ainda através de uma ligação mista (adesiva e mecânica). Refira-se, ainda, que a laje poderá ser realizada em betão armado, com varões de aço ou varões de FRP, ou em betão reforçado com fibras. A laje da solução proposta, apresentada neste

artigo, será realizada em betão autocompactável reforçado com fibras de aço (SFRSCC – *steel fibre reinforced self-compacting concrete*). A Figura 37 ilustra a solução em estudo para um vão simplesmente apoiado de 11.5 m (12.0 m de comprimento total) e uma largura de 2.0 m – com um vão transversal entre vigas de 1.1 m.

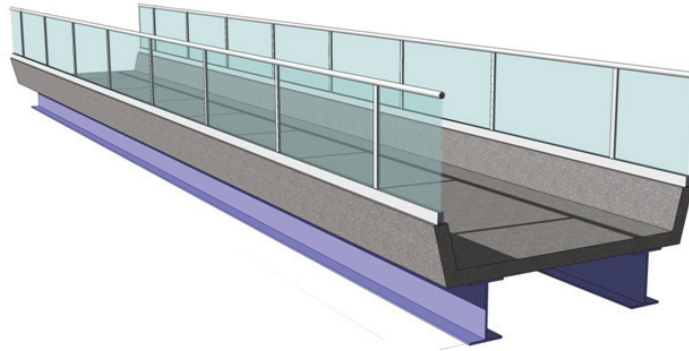


Figura 37: Ponte pedonal com tabuleiro misto em vigas de GFRP e laje de SFRSCC.

5.1 Conceção e Análise Estrutural

A concepção de uma estrutura mista tem como objectivo o aproveitamento das melhores características de cada um dos materiais que a constitui, procurando ainda ultrapassar as suas eventuais limitações. Neste caso particular, se por um lado o GFRP apresenta valores de resistência à tracção elevados e um rácio peso/resistência bastante reduzido, por outro lado é bastante susceptível a fenómenos de instabilidade, devido a um módulo de elasticidade relativamente reduzido quando comparado ao do aço e ao tipo de secção transversal em parede fina aberta. O SFRSCC (como a generalidade dos betões), por sua vez, apresenta bom comportamento à compressão, podendo atingir valores de resistência elevados; contudo, quando em tracção, apresenta uma resistência relativamente reduzida. Deste modo, o princípio da concepção de uma estrutura mista GFRP-betão deverá ter em consideração a posição relativa dos materiais de modo a que o GFRP trabalhe maioritariamente em tracção e o betão em compressão. A Figura 38 mostra a secção transversal da solução em análise, sendo que podem fazer-se variar as dimensões do perfil e a altura da laje de modo a cumprir o princípio de concepção enunciado.

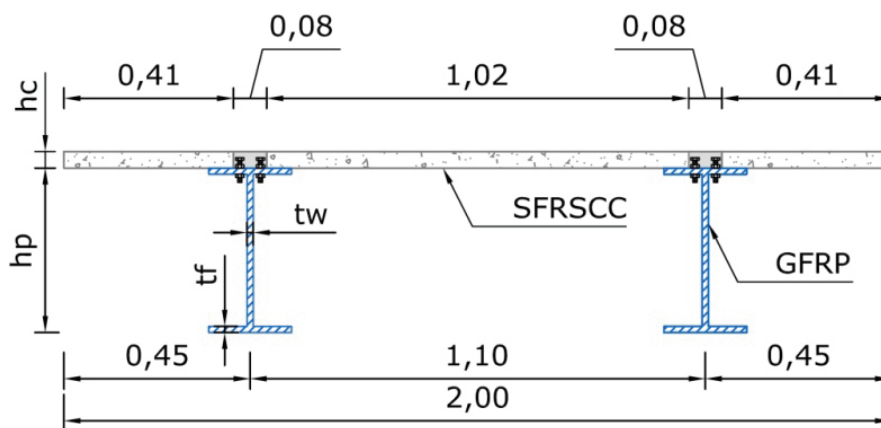


Figura 38: Secção transversal da solução em análise.

Outra vantagem deste tipo de solução mista é a possível obtenção de uma pseudo-ductilidade na rotura. O GFRP tem um comportamento elástico linear não podendo por isso contribuir para um comportamento dúctil da secção. O SFRSCC, por outro lado, apresenta um comportamento dúctil à compressão que pode ser idealizado como sendo elástico-perfeitamente plástico. Assim, se a rotura à flexão da secção for devida ao esmagamento do betão, o mecanismo de rotura apresentará um comportamento pseudo-dúctil e não um comportamento frágil como acontece

com soluções exclusivamente em GFRP. As Figuras 39 e 40 mostram os diagramas tensão-extensão idealizados para cada um dos materiais da solução em análise, o GFRP e o SFRSCC, respectivamente, em que ε define extensões, f tensões e os subscritos u , cr , cy , cu e tu significam última, de fendilhação, de cedência em compressão, última em compressão e última em tracção, respectivamente.

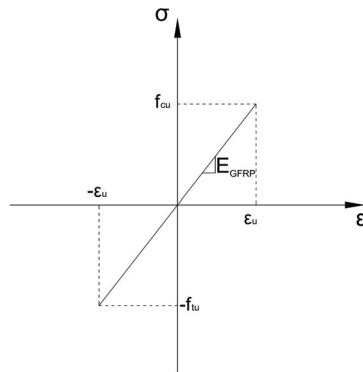


Figura 39: Diagrama extensão-tensão para o GFRP.

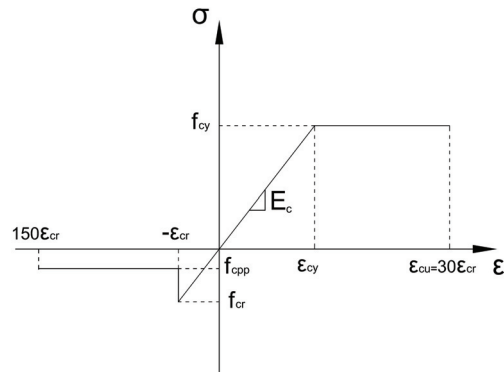


Figura 40: Diagrama extensão-tensão para o SFRSCC [35]

Na direcção transversal, a estrutura pode ser analisada como uma viga simplesmente apoiada nas longarinas em GFRP. Assim, a laje de SFRSCC terá que garantir a transmissão das cargas verticais para os apoios (vigas de GFRP). Neste caso, o recurso a um betão reforçado com fibras de aço é particularmente vantajoso já que não requer a utilização de varões de reforço, uma vez que o SFRSCC apresenta níveis relativamente elevados de resistência e ductilidade à tracção (como se ilustra na Figura 40), tendo assim a capacidade de equilibrar momentos sem recurso a armaduras. Deste modo, é possível utilizar uma laje de espessura reduzida por não ser necessário garantir um recobrimento às armaduras, o que torna a estrutura mais leve e fácil de transportar e aplicar em obra.

5.1.1 Aspectos de análise e dimensionamento estrutural

Como foi referido anteriormente, o estudo analítico da solução estrutural apresentada pode ser realizada com recurso a modelos simplificados e bi-dimensionais de viga simplesmente apoiada, quer na direcção longitudinal quer na direcção transversal. Para ter em consideração o comportamento não-linear do SFRSCC, têm de ser utilizados métodos de análise da secção não-lineares; no entanto, no caso de se utilizar uma laje de betão armado no tabuleiro da ponte, os modelos simplificados, utilizados correntemente na análise de secções mistas e secções de betão armado, são válidos.

Verificou-se que, de modo a resistir às cargas regulamentares [20], a laje de SFRSCC deverá ter uma espessura mínima de 40 mm, sendo esta a espessura que se decidiu utilizar neste projecto. Na Figura 41 apresenta-se, para a espessura de 40 mm, a evolução da resistência da laje na direcção transversal, expressa em função do seu momento resistente de cálculo (M_{rd}), com a evolução do valor de cálculo da tensão de pós-fendilhação ($f_{cpp,d}$) para diferentes valores de cálculo da tensão de fendilhação ($f_{cr,d}$).

A Tabela 6 mostra as principais propriedades mecânicas do SFRSCC que se pretende utilizar. Com aquelas propriedades, o momento transversal resistente da laje será superior ao actuante, estando deste modo verificada a segurança aos ELU.

Tabela 6: Principais propriedades mecânicas do SFRSCC [36].

γ_c (kN/m ³)	E_c (GPa)	f_{cyk} (MPa)	f_{crk} (MPa)	f_{ppk} (MPa)	γ_m -
20	33.00	58.18	6.00	4.00	1.5

Foram estudadas várias hipóteses para a geometria dos perfis, tendo por base uma espessura da laje de 40 mm, tendo-se concluído que, com base nas características mecânicas dos perfis de GFRP apresentadas na Tabela 7 (em que E é o módulo de elasticidade, os subscritos L e T correspondem às direcções longitudinal e transversal, G é o módulo de distorção, τ é a resistência ao corte e γ_m é o factor de minoração das propriedades resistentes), perfis com secção transversal em I e dimensões de $400 \times 200 \times 15$ mm ($h_p \times b_f \times t$) serão suficientes para verificar a segurança aos ELU.

Tabela 7: Principais propriedades mecânicas dos perfis de GFRP [3].

γ_{GFRP} (kN/m ³)	E_{global} (GPa)	E_L (GPa)	E_T (GPa)	G (GPa)	$f_{uL,k}$ (MPa)	τ_{uk} (MPa)	γ_m -
18	38.30	31.04	6.62	3.58	425.52	27.72	3.2

Para melhor ilustrar a relação entre esforços actuantes e resistentes na ponte, a Figura 42 mostra a evolução destas grandezas com a variação da espessura da laje, para perfis com as dimensões acima mencionadas.

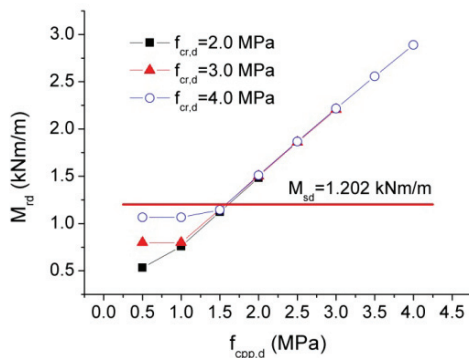


Figura 41: Evolução da resistência transversal da laje de SFRSCC com a tensão de pós-fendilhação.

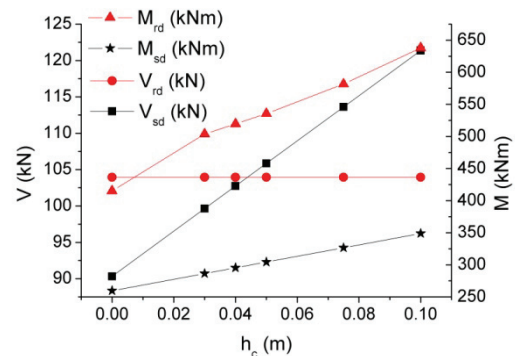


Figura 42: Evolução dos esforços resistentes e actuantes com a variação da espessura da laje.

Os esforços resistentes apresentados na Figura 42 foram obtidos tendo em conta diversos mecanismos de rotura, alguns de carácter mais geral e outros específicos dos perfis de GFRP, nomeadamente a rotura por flexão, a rotura por esforço transversal, a rotura por esmagamento da alma, a instabilidade local da alma em compressão e em corte, a instabilidade local da alma nas secções de apoio e a interacção entre flexão e corte. A descrição de cada um destes modos de rotura e as respectivas expressões analíticas estão descritas detalhadamente em Bank [5] e também na Norma Italiana [27].

Para além das verificações de segurança aos ELU é também necessário verificar o cumprimento das condições de segurança para os ELS. Em pontes pedonais, o comportamento em serviço é muitas vezes condicionante no dimensionamento das estruturas, nomeadamente a verificação dos níveis de conforto dos utilizadores. Assim, são necessárias duas verificações, (i) a flecha máxima a longo prazo, que deve ser menor do que $L/250$, e (ii) as acelerações máximas perante cargas dinâmicas, que deverão ser menores que $0,70 \text{ m/s}^2$ e $0,20 \text{ m/s}^2$ nas direcções vertical e transversal, respectivamente [37]. O Eurocódigo 0 [37] permite, no entanto, dispensar a verificação das acelerações máximas se a primeira frequência de vibração vertical da estrutura for superior a 5 Hz. Na Figura 43 mostra-se a evolução da flecha a longo-prazo com a variação da espessura da laje, para a combinação de acções quase-permanente, enquanto que a Figura 44 mostra a variação da frequência própria da estrutura com a variação da espessura.

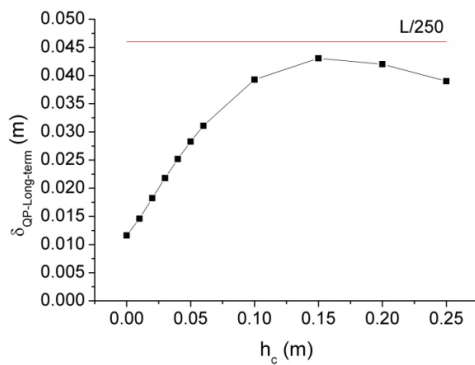


Figura 43: Evolução da flecha máxima a longo-prazo com a variação da espessura da laje.

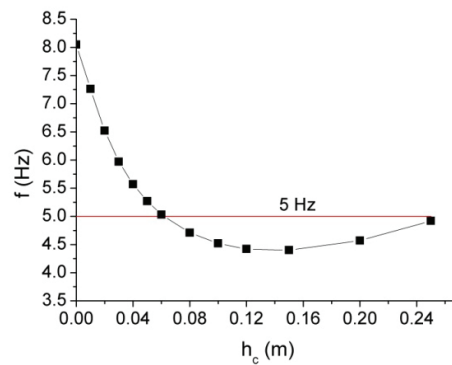


Figura 44: Evolução da frequência própria com a variação da espessura da laje.

Pela análise da Figura 43 verifica-se que o primeiro critério de verificação da segurança aos ELS é respeitado para toda a gama de espessuras da laje apresentada, isto é, a deformação a longo prazo é sempre menor do que $L/250$. Por outro lado, de modo a verificar indirectamente o segundo critério, a Figura 44 mostra que a espessura da laje terá de ser menor ou igual a 60 mm, já que apenas para esse limite de espessura se verificam frequências próprias superiores a 5 Hz.

5.2 Estudo Experimental

5.2.1 Ensaios à rotura da conexão GFRP-SFRSCC

De modo a definir e a caracterizar a ligação entre a laje de SFRSCC e os perfis de GFRP, foram realizados ensaios à conexão entre estes dois elementos. Foram testadas três hipóteses de conexão: (i) conexão mecânica através de parafusos; (ii) conexão adesiva através de uma resina epóxida; e (iii) conexão mista – mecânica e adesiva. Na Figura 45 são apresentadas as dimensões das peças utilizadas nos ensaios e na Figura 46 é apresentado o esquema de ensaio.

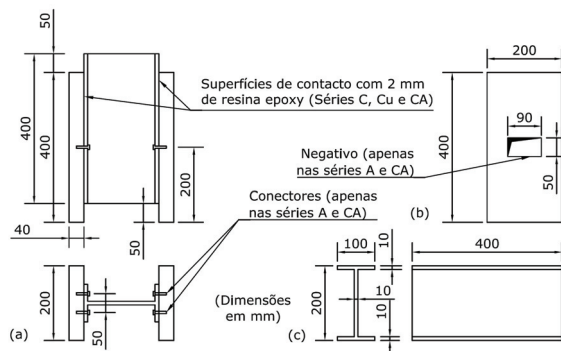


Figura 45: Dimensões: a) dos provetes; b) da lajeta de SFRSCC e; c) dos perfis de GFRP [38].



Figura 46: Esquema de ensaio [39].

Os troços de perfil de GFRP utilizados nestes ensaios foram fabricados pela empresa ALTO. Para a ligação adesiva foi utilizado o adesivo epóxido S&P Resin 220. Para a selagem dos conectores, foi utilizada uma argamassa da SIKA, Icosit K 220 N. Os parafusos para a conexão mecânica foram fornecidos pela empresa INTEC.

A Figura 47 mostra o comportamento de cada um dos tipos de ligação referidos, no que diz respeito à relação força aplicada vs. deslocamento relativo. Os resultados experimentais mostraram que a conexão adesiva é bastante mais rígida e resistente do que a conexão mecânica. Deste modo, o comportamento da conexão mista é condicionado quase

exclusivamente pela conexão adesiva, não existindo qualquer redundância estrutural a curto prazo na adição de conectores mecânicos. No entanto, porque as propriedades mecânicas da resina epóxida se podem deteriorar a longo prazo (por exemplo, devido a fenómenos reológicos), a conexão mista induz um grau de confiança superior e uma maior fiabilidade estrutural a longo prazo.

Os resultados mostraram ainda que a perda de resistência por acoplamento dos conectores mecânicos – isto é, a utilização de menos negativos na laje para o mesmo número de conectores – é pouco significativa, sendo por isso possível acoplar até quatro pares de conectores por negativo. Este dado é particularmente relevante quando se utilizam soluções de laje pré-fabricadas, como no presente caso de estudo, já que quanto maior for o número de negativos introduzidos na laje maior é a probabilidade de ocorrerem danos nas fases de transporte e montagem da estrutura. Na Figura 48 pode observar-se o valor da resistência por parafuso para os casos de um negativo ter (i) 2 pares, (ii) 3 pares ou (iii) 4 pares de conectores.

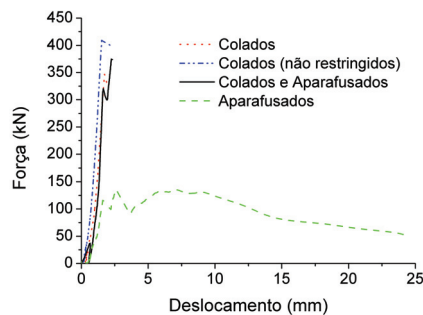


Figura 47: Diagrama força vs. deslocamento dos ensaios às conexões [38].

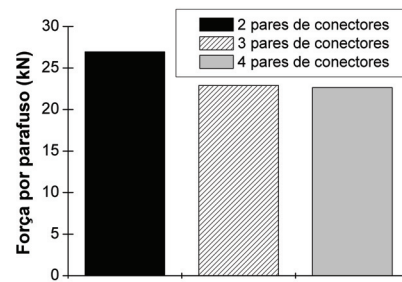


Figura 48: Resistência por parafuso para diferentes números de pares de conectores [39].

5.3 Estudo Numérico

Com o objectivo de desenvolver modelos numéricos capazes de reproduzir o comportamento deste tipo de estruturas, foram criados vários modelos no programa comercial SAP2000 (versão 14). Foram utilizados três tipos de elemento finitos, (i) elementos tridimensionais sólidos, para simular a laje, (ii) elementos de casca (*shell*), para simular as paredes dos perfis, (iii) elementos de ligação rígidos. De modo a comparar os modelos numéricos com os modelos analíticos, utilizaram-se nos primeiros as mesmas dimensões que nos segundos, dimensões essas já referidas na Secção 5.1.1. Quanto aos materiais, foram aplicadas as propriedades descritas nas Tabelas 6 e 7, tendo sido para este efeito considerado um comportamento ortotrópico para o GFRP e um comportamento isotrópico para o SFRSCC. A Figura 49 mostra uma vista tridimensional de um dos modelos desenvolvidos.

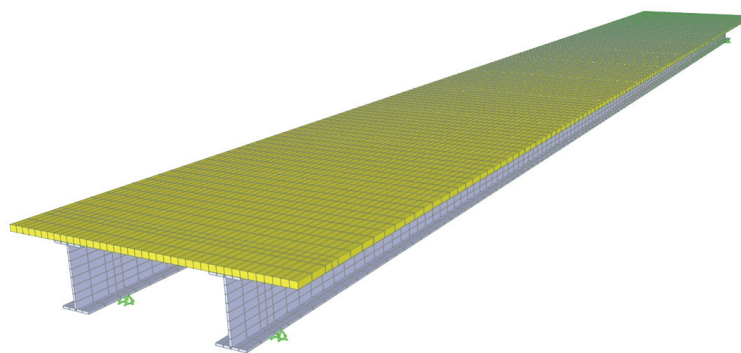


Figura 49: Vista tridimensional do modelo numérico.

De modo a validar os modelos numéricos desenvolvidos, os resultados obtidos através destes foram comparados com os estimados por meio de modelos analíticos, nomeadamente no que diz respeito às deformações instantâneas e

às frequências próprias da estrutura. A comparação entre os modelos numéricos e analíticos para diferentes espessuras da laje de betão é apresentada na Tabela 8 em termos da deformada instantânea para a combinação quase-permanente de acções, e na Tabela 9 em termos da frequência própria das estruturas.

Tabela 8: Comparação entre as flechas obtidas pelos modelos numéricos e analíticos.

Espessura da laje	Flecha numérica	Flecha analítica	Erro
(mm)	(mm)	(mm)	(%)
40	10.6	11.0	-3.86%
50	12.0	12.4	-3.19%
60	13.2	13.6	-3.23%
80	15.1	15.7	-4.01%
100	16.6	17.3	-3.90%

Tabela 9: Comparação entre as frequências obtidas pelos modelos numéricos e analíticos.

Espessura da laje	Frequência numérica	Frequência analítica	Erro
(mm)	(Hz)	(Hz)	(%)
40	5.28	5.57	-5.21%
50	4.99	5.27	-5.31%
60	4.77	5.03	-5.17%
80	4.46	4.71	-5.31%
100	4.28	4.52	-5.31%

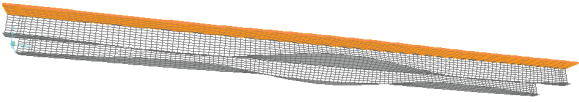
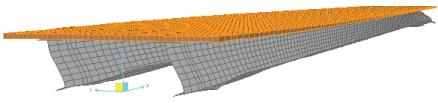
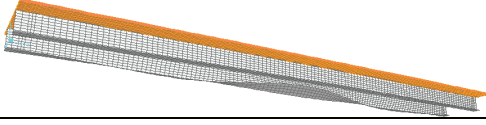
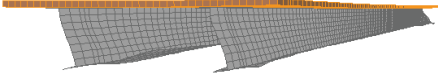
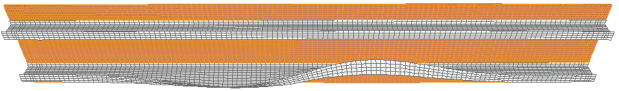
Pela análise das Tabelas 8 e 9 é possível verificar que os modelos numéricos apresentam uma boa concordância com os modelos analíticos, o que permite concluir que os mesmos serão capazes de simular o comportamento estrutural da ponte pedonal com boa precisão.

Os modelos numéricos permitem também analisar outro problema, bastante complexo de estudar analiticamente, que é o problema da encurvadura local e global. O Eurocódigo 1 [20] refere que, para as análises de estabilidade, para além da habitual sobrecarga distribuída de 5 kN/m^2 , deve ainda ser tida em conta, e em separado, uma sobrecarga pontual de 10 kN , distribuída numa área de $0.10 \times 0.10 \text{ m}^2$, para análise local dos elementos. Desse modo, foram analisados os seguintes cenários de carregamento: (i) S1, sobrecarga uniformemente distribuída em todo o tabuleiro; (ii) S2, sobrecarga uniformemente distribuída em metade do tabuleiro, de modo a analisar o efeito da carga excêntrica; (iii) S3, sobrecarga pontual no centro geométrico do tabuleiro e; (iv) S4, sobrecarga pontual colocada a meio vão e na extremidade da consola transversal. A Tabela 10 mostra os resultados desta análise para a espessura de laje de 40 mm que, sendo a menor espessura em estudo, corresponde à estrutura mais esbelta e, como tal, mais susceptível a fenómenos de instabilidade.

Na Tabela 10 é apresentado, para cada cenário, o primeiro modo de instabilidade e, nos casos em que foi encontrado, o primeiro modo de instabilidade com um factor de escala (FE) não negativo. Este factor de escala representa o rácio entre a carga instabilizante e a carga aplicada, isto é, no caso da sobrecarga distribuída terá de se multiplicar $1 \text{ kN/m}^2 \times \text{FE}$ para se obter a sobrecarga que provoca a instabilidade da estrutura. Deste modo, o facto de se obterem factores de escala negativos indica que a carga instabilizante terá sentido contrário ao da carga aplicada. Os resultados obtidos mostram que o dimensionamento da estrutura não será condicionado por fenómenos de instabilidade.

Como desenvolvimento futuro do estudo aqui apresentado, refira-se a análise directa das acelerações verticais e transversais provocadas pelo movimento pedonal na ponte. Esta análise será feita com base nos modelos de elementos finitos aqui apresentados e recorrendo a ensaios em protótipos da ponte. Apesar de já ter sido apresentada uma verificação indirecta do critério de conforto dos utilizadores da ponte, através da limitação das frequências próprias da estrutura, considera-se relevante validar esta verificação indirecta, mediante uma análise comparativa de resultados, face à verificação directa.

Tabela 10: Resultados da análise de estabilidade [40].

Cenário	Numero do motor de esc:	Ilustração
S1	1 -17.77	
	21 26.88	
S2	1 -25.29	
	27 51.65	
S3	1 -25.29	
S4	1 -13.59	

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os materiais FRP, descritos sucintamente na presente comunicação, estão a ter um número crescente de aplicações na construção e reabilitação de pontes. Tal deve-se às suas principais vantagens face aos materiais tradicionais, que incluem a resistência, a leveza, a transparência electro-magnética e, sobretudo, a elevada durabilidade mesmo em ambientes agressivos. Nesta comunicação foram também descritos três projectos de investigação em curso no Instituto Superior Técnico, relativos à utilização de materiais FRP em pontes, que procuram explorar as principais vantagens destes materiais, e que incluem as seguintes soluções: (i) tabuleiros em painéis pultrudidos FRP ligados por encaixe; (ii) tabuleiros em painéis sanduíche FRP e (iii) tabuleiros mistos FRP-betão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao ICIST, à FCT e à ADI pelo financiamento da investigação (em particular, através dos projectos FCT PTDC/ECM/113041/2009 e ADI 2008/003456) e às seguintes empresas pelo fornecimento do material utilizado nos ensaios experimentais: ALTO, Perfis Pultrudidos Lda.; STEP; SIKA; S&P Clever Reinforcement; INTEC. Os segundo e terceiro autores agradecem ainda o apoio da FCT dado através das bolsas de doutoramento SFRH/BD/42798/2007 e SFRH/BD/70041/2010.

REFERÊNCIAS

- [1] Keller, T. – “Use of fibre reinforced polymers in bridge construction”. *Structural Engineering Documents*, Vol. 7, IABSE, Zurich, 2003.
- [2] Bakis, C.E. et al. – “Fiber-reinforced polymer composites for construction - State-of-the-art review”. *Journal of Composites for Construction* 6, pp.73-87, 2000.

- [3] Correia, J.R. – *GFRP Pultruded Profiles in Civil Engineering: Hybrid Solutions, Bonded Connections and Fire Behaviour*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2008.
- [4] Barbero, E.J. – *Introduction to composite materials design*. Taylor and Francis, Philadelphia, 1998.
- [5] Bank, L.C. – *Composites for construction: Structural design with FRP materials*. Wiley, Hoboken, NJ, 2006.
- [6] Fiberline Composites – *Fiberline design manual*, 1995.
- [7] Keller, T. – “Fibre reinforced polymer materials in bridge construction”. *IABSE Symposium, Towards a Better Built Environment - Innovation, Sustainability, Information Technology*, Melbourne, 2002.
- [8] Curbach, M and Jesse, F. – “High-performance textile-reinforced concrete”. *Structural Engineering International* 9, pp.289-291, 1999.
- [9] Christoffersen, J. et al. – “Footbridge with carbon-fibre-reinforced polymers, Denmark”. *Structural Engineering International* 9, pp.254-256, 1999.
- [10] ACI Committee 440 – *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars*, ACI 440.1R-06. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2006.
- [11] Schöck Bauteile GmbH – *Technical information Schöck Combar - Company brochure*, 2005.
- [12] Keller, T. – “Overview of fibre-reinforced polymers in bridge construction”. *Structural Engineering International* 12, pp.66-70, 2002.
- [13] Correia, J.R. et al. – “GFRP-concrete hybrid cross-sections for floors of buildings”. *Engineering Structures* 31, pp.1331-1343, 2009.
- [14] Bansal, A. et al. – “Examples of Applications of FRP Materials in Infrastructure in Spain”. *Structural Engineering International* 20(4), pp.414-417, 2010.
- [15] Knippers, J. et al. – “Bridges with Glass Fibre-Reinforced Polymer Decks: The Road Bridge in Friedberg, Germany”. *Structural Engineering International* 20(4), pp.400-404, 2010.
- [16] Lee, S.W. et al. – *Construction Specification – Delta Deck™ SF75L for footbridge deck installation*. Technical Document (internal), Kookmin composite Infrastructure, Inc. South Korea, 2010.
- [17] Lee, S.W. and Hong, K.J. – “Experiencing more composite-deck bridge and developing innovative profile of snap-fit connections”. *Proceedings of COBRAE Conference*, Stuttgart, Germany, Março 2007.
- [18] Lee, S.W. et al. – “Use of the promising composite “Delta Deck” for various composite-deck bridges”. *4th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008)*, Zurich, Switzerland. Julho, 2008.
- [19] Lee, S.W. et al. – “Current and future applications of glass-fibre-reinforced polymer decks in Korea”. *Structural Engineering International* 20(4), pp.405-408, 2010.
- [20] European Committee for Standardization (CEN) – *Eurocode 1: Actions on Structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. CEN, Brussels, 1992.
- [21] Sá, M.F. – *Comportamento mecânico e estrutural de FRP – Elementos pultrudidos de GFRP*. Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas. IST, Universidade Técnica de Lisboa; 2007.
- [22] Jones, R.M. – *Mechanics of composite materials*. Taylor & Francis, Philadelphia; 1999.
- [23] Zhou, A. – *Stiffness and strength of fibre-reinforced polymer composites bridge deck systems*. PhD Thesis in Engineering Mechanics. Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, USA, 2002.
- [24] Keller, T. and Gürtler, H. – “Design of hybrid bridge girders with adhesively bonded and compositely acting FRP deck”. *Composite Structures* 74(2), pp.202-212, 2006.
- [25] European Committee for Standardization (CEN) – *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels, 2004.
- [26] European Committee for Standardization (CEN) – *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels, 2004.
- [27] National Research Council of Italy – *Guide for the Design and Construction of Structures made of FRP Pultruded Elements*. Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction: Roma, 2008.
- [28] Computers and Structures Inc. – *SAP 2000. User's Manual (version 11.0)*, 2007.
- [29] Simulia Inc. – *ABAQUS Standard (version 6.7-5)*, 2008.
- [30] Guerreiro, L. – *Osciladores lineares contínuos – Apontamentos da disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica*. Instituto Superior Técnico, 1998.
- [31] Zivanovic, S. et al. – “Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review”. *Journal of Sound and Vibration* 279(1-2), pp.1-74, 2005.

- [32] Almeida, I.A – *Comportamento estrutural de painéis sanduíche compósitos para aplicações na indústria da construção*. Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas. IST, Universidade Técnica de Lisboa, 2009.
- [33] Davies, J.M. – *Lightweigh Sandwich construction*. Blackwell Science, Oxford, 2001.
- [34] Allen, H. G. – *Analysis and design of structural sandwich panels*. Pergamon Press, Oxford, 1969.
- [35] Salehian, H.R. et al. – *A design-based approach to estimate the moment-curvature relationship of fiber reinforced elements failing in bending – Report A0.T0.UM.1*, Universidade do Minho, Dezembro 2009.
- [36] Universidade do Minho – *Caracterização do ECC em estado endurecido - Project report*. Guimarães, 2010.
- [37] European Committee for Standardization (CEN) – *Eurocode 0 – Basis of structural design*. CEN, Brussels, 2005.
- [38] Gonilha, J.A. et al. – *Experimental evaluation of the GFRP/ECC connection – Shear connection tests: phase 1 – Report A5.T4.IST.1*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Julho 2010.
- [39] Gonilha, J.A. et al. – *Experimental evaluation of the GFRP/ECC connection – Shear connection tests: phase 2 – Report A5.T4.IST.2*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Setembro 2010.
- [40] Aquino, A. – *Design of a Hybrid GFRP/ECC Footbridge – First stages of deck design*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2010.