PRÉMIO INOVAÇÃO JOVEM ENGENHEIRO 2021

- REGIÃO SUL DA ORDEM DOS ENGENHEIROS -

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS GFRP

LIGAÇÕES, PÓRTICOS PLANOS E PÓRTICOS TRIDIMENSIONAIS



AUTOR | DAVID JOSÉ MEDEIRA MARTINS

 $\text{Membro N}^{\text{o}} \, \big| \, 87782$

Colégio | ENGENHARIA CIVIL

LOCAL, DATA | LISBOA, DEZEMBRO DE 2021

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS GFRP

LIGAÇÕES, PÓRTICOS PLANOS E PÓRTICOS TRIDIMENSIONAIS

David José Medeira Martins

Membro efetivo da Ordem dos Engenheiros n.º 87782

Engenharia Civil

1. INTRODUÇÃO

Os perfis pultrudidos em fibra de vidro (GFRP, do inglês Glass Fibre Reinforced Polymer) são cada vez mais utilizados como materiais estruturais no sector da Engenharia Civil, tanto em construção nova como em reabilitação, em virtude da sua alta resistência e durabilidade quando comparados com outros materiais construtivos, tais como o aço e a madeira [1-3]. Adicionalmente, a sua leveza e fácil montagem possibilita a redução dos custos e da duração de construção, com um maior impacto em regiões densamente urbanizadas. No entanto, a adoção generalizada deste tipo de perfis tem sido atrasada, em especial em zonas de risco sísmico, pela falta de regulamentação apropriada e pelo facto de estes apresentarem um comportamento tipicamente frágil (contrastando com as filosofias de dimensionamento atuais que procuram explorar a ductilidade dos materiais) [4-6]. Ao mesmo tempo, este material tem sido utilizado como dissipador de energia na indústria automóvel, naval e aeroespacial, apresentando modos de rotura progressivos/dúcteis. Este tipo de comportamento, que pode ser benéfico sob ação sísmica, nunca foi estudado em aplicações de Engenharia Civil. Assim, como forma de impulsionar o uso de estruturas GFRP na construção civil, com os consequentes beneficios socioeconómicos inerentes à sua utilização, é essencial o estudo do seu comportamento sísmico e o desenvolvimento de recomendações de dimensionamento sísmico.

Neste contexto, o estudo das ligações entre perfis GFRP assume particular relevância, visto serem estas que habitualmente condicionam o dimensionamento das estruturas, apresentando frequentemente roturas frágeis prematuras [7]. Assim, diversos autores centraram-se no desenvolvimento de ligações viga-coluna com peças auxiliares de material GFRP ou de aço, a maioria apresentando sucesso limitado. Nos estudos

referentes a ligações com peças provenientes de cortes em perfis de GFRP, estes elementos apresentaram roturas frágeis para momentos fletores reduzidos [8-12], tendose concluído que não são adequados para este fim. Por sua vez, na maioria dos estudos de ligações com peças metálicas, os autores não tiraram partido da ductilidade do aço para melhoria do comportamento das ligações, tendo estas apresentado roturas prematuras motivadas pela diferença de rigidez entre o material metálico e o GFRP dos perfis [10,11,13-17]. Ainda, os regulamentos existentes são insuficientes no que se refere a estes componentes estruturais, não apresentando recomendações para a estimativa da rigidez e resistência de ligações viga-coluna [18-20].

Por outro lado, os regulamentos atuais para estruturas de GFRP também não apresentam orientações no que refere à resposta de pórticos GFRP para cargas laterais, monotónicas e cíclicas, essenciais para a sua adoção em regiões sísmicas. Tais lacunas poderão ser explicadas pela existência de poucos estudos relacionados com o comportamento estrutural de pórticos GFRP. De facto, apenas se encontraram dois estudos experimentais, produzidos por outros autores, referentes ao comportamento destas estruturas para carregamentos horizontais [21,22], sendo que nenhum deles avaliou o seu desempenho cíclico. Assim, torna-se indispensável a realização de mais estudos sobre este tema como forma de compreender o comportamento destes sistemas estruturais e de desenvolver metodologias numéricas e analíticas de previsão do mesmo.

Tendo em vista o colmatar das deficiências identificadas na revisão do estado da arte, este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento de pórticos constituídos por perfis GFRP e com ligações viga-coluna dúcteis. Este trabalho é exposto em oito secções principais. Após a presente (i) introdução, são definidos os (ii) objetivos e contribuições do trabalho e é descrita a (iii) metodologia adotada. De seguida, apresentam-se as secções referentes aos estudos experimentais e numéricos relativos às (iv) ligações viga-coluna, aos (v) pórticos planos e aos (vi) pórticos tridimensionais. Por fim, são identificadas as (vii) principais conclusões e discutida a (viii) aplicabilidade prática deste trabalho.

2. OBJETIVOS E CONTRIBUIÇÕES

O principal objetivo deste trabalho, inserido no projeto *FRP-Quake* (financiado pela FCT, PTDC/ECM-EST/6465/2014), é a caracterização do comportamento sísmico de pórticos

DAVID JOSÉ MEDEIRA MARTINS

constituídos por perfis GFRP, com especial foco na (i) quantificação da capacidade de dissipação de energia ao nível da ligação e da estrutura, no (ii) desenvolvimento de ligações viga-coluna dúcteis, com implicações ao nível do comportamento não-linear de estruturas GFRP, na (iii) caracterização do comportamento de pórticos para ações horizontais (estáticas e dinâmicas), e no (iv) no desenvolvimento de metodologia de análise numérica do comportamento de pórticos GFRP, através de modelos de elementos finitos das ligações e dos pórticos caracterizados experimentalmente.

A campanha de ensaios engloba diferentes tipologias estruturais, permitindo uma compreensão abrangente do comportamento de estruturas de GFRP para diferentes tipos de ações. Este trabalho experimental foi executado de forma faseada (com escala incremental), possibilitando a calibração e o melhoramento das diversas componentes estruturais, culminando no desenvolvimento de um pórtico tridimensional com as características mecânicas adequadas. Assim, as principais contribuições da campanha experimental surgem da apresentação de soluções viáveis e bem caracterizadas ao nível das ligações viga-coluna e das estruturas porticadas.

Por sua vez, o estudo numérico apresenta um procedimento de análise não-linear deste tipo de estruturas. Do ponto de vista prático, é importante salientar que as análises foram realizadas através de modelos relativamente simples. Estes modelos de elementos finitos foram desenvolvidos com recurso a um software amplamente utilizado em projeto, podendo ser facilmente replicados no dimensionamento de estruturas correntes. Do ponto de vista científico, o tipo de análise aqui apresentado é fundamental para a realização de estudos paramétricos, abrangendo diferentes tipologias estruturais, permitindo, por exemplo, a definição de coeficientes de comportamento e a proposta de regras de dimensionamento.

3. METODOLOGIA

O trabalho iniciou-se com a identificação de potenciais tipos de ligação e escolha dos perfis a utilizar. Foram adoptadas ligações aparafusadas com recurso a cantoneiras, sendo estas de rápida e fácil montagem, apresentando geometria semelhante à de ligações convencionais metálicas. Por sua vez, foram utilizados perfis pultrudidos GFRP, produzidos pela empresa portuguesa *ALTO*, *Perfis Pultrudidos*, *Lda*., com secção em

I-150×75×8 mm² e compostos por fibras de vidro do tipo *E-glass* embebidas numa resina isoftálica de polyester. Optou-se pela utilização de cantoneiras e restantes elementos de ligação em aço inox. A escolha deste tipo de material está relacionada com o facto de o aço inox apresentar durabilidade superior em comparação com o aço corrente. Uma das grandes vantagens das estruturas GFRP é a sua durabilidade, como tal, também se optou por materiais duráveis em todos componentes das ligações.

No que se refere à campanha experimental deste trabalho, primeiramente foram realizados ensaios de caracterização das propriedades mecânicas dos materiais GFRP e de aço inox utilizados nas ligações viga-coluna e nos pórticos planos e tridimensionais, cujos resultados podem ser consultados em [23]. De seguida, foram realizados ensaios de ligação viga-coluna à escala real de diferentes tipologias com cantoneiras em aço inox, em regime monotónico e em regime cíclico, como forma de caracterizar o seu comportamento e identificar a tipologia de ligação com melhor desempenho mecânico e sísmico (Secção 4). Seguiu-se o estudo da resposta de pórticos planos para cargas laterais, monotónicas e cíclicas (Secção 5). Os perfis dos pórticos planos foram ligados com recurso à tipologia de ligação com melhor desempenho, identificada na fase anterior, e foram estudados pórticos simples (apenas com os perfis), pórticos contraventados e pórticos com paredes não estruturais. A última fase da campanha experimental correspondeu ao estudo do desempenho sísmico de uma estrutura tridimensional, à escala real, de dois pisos, constituída por perfis de GFRP e lajes pré-fabricadas de betão armado (Secção 6). Novamente, as ligações entre os perfis do pórtico tridimensional foram realizadas com recurso à tipologia de ligação identificada como tendo o melhor desempenho. Foram realizados dois tipos de ensaios nesta fase: (i) ensaios de caracterização modal e (ii) ensaios de caracterização sísmica.

Desenvolveram-se modelos numéricos das ligações e dos pórticos planos e tridimensionais (descritos no final das Secções 3 a 5). Os modelos de elementos finitos foram elaborados com recurso a elementos de barra que foram ligados através de um componente contendo um algoritmo capaz de reproduzir o comportamento histerético das ligações. Foram reproduzidos os históricos de deslocamento adotados para cada tipologia ensaiada e os modelos foram analisados em regime não linear.

4. LIGAÇÕES VIGA-COLUNA

Nesta secção são apresentados e discutidos os ensaios monotónicos e cíclicos realizados em provetes de ligação viga-coluna à escala real. Adicionalmente, apresenta-se uma subsecção descrevendo a modelação numérica de uma das tipologias de ligação ensaiadas.

4.1. Tipologias ensaiadas

As ligações estudadas foram constituídas por perfis pultrudidos GFRP com secção em I-150×75×8 mm² e cantoneiras de aço inox (Classe AISI 304). Quatro tipologias de ligação viga-coluna (Figura 1) foram consideradas neste estudo: (i) ligação BC-3-F-R, com cantoneiras com 3 mm de espessura e com um alinhamento de parafusos; (ii) ligação BC-8-F-R, com cantoneiras com 8 mm de espessura e com um alinhamento de parafusos; (iii) ligação BC-6-F2-R, com cantoneiras com 6 mm de espessura e com dois alinhamentos de parafusos; e (iv) ligação BC-8-F2-R, com cantoneiras com 8 mm de espessura e com dois alinhamentos de parafusos.

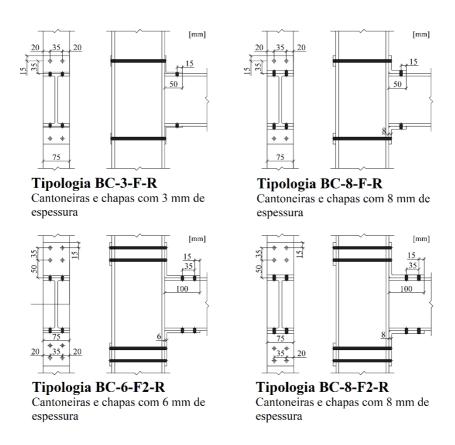


Figura 1 – Ligações viga-coluna: tipologias ensaiadas

Foi considerado um sistema de reforço da coluna das ligações: as cantoneiras foram ligadas, com recurso a varões roscados, a chapas metálicas localizadas na face oposta da coluna. Este tipo de reforço é essencial para prevenir a rotura prematura por tração da ligação banzo-alma da coluna, descrita em diversos estudos da literatura [9,13].

Resumindo, os provetes de ligação foram materializados por (i) uma coluna (900 mm de altura), (ii) por uma viga (800 mm de comprimento) ligada a meia altura da coluna, (iii) duas cantoneiras de aço inox, (iv) duas chapas em aço inox, (v) quatro/oito varões roscados (M8, Classe A2-70), e (vi) quatro/oito parafusos (M8, Classe A2-70).

4.2. Esquema de ensaio e procedimento

Os ensaios de viga-coluna foram realizados num pórtico metálico fechado e ancorado ao chão do laboratório (Figura 2). A carga foi aplicada à viga (a 670 mm do eixo da coluna) por um sistema composto por um macaco hidráulico, com capacidade de 250 kN e curso máximo de 400 mm, e por duas rótulas mecânicas que garantiram a perpendicularidade entre a força aplicada e a viga. A força foi medida por uma célula de carga com capacidade de 300 kN e o deslocamento foi medido pelo defletómetro do macaco hidráulico. As rotações relativas das ligações foram medidas através de um par de inclinómetros, um colocado na viga e outro colocado na coluna.

A coluna das ligações foi encastrada em ambas as extremidades com recurso a blocos metálicos com negativos de geometria semelhante à da secção dos perfis. Os deslocamentos transversais da viga dos provetes foram impedidos com recurso a duas barras de alumínio posicionadas próximo da extremidade livre desse elemento.

Os ensaios monotónicos foram realizados em regime de controlo de deslocamentos a uma velocidade de 0,25 mm/min. Os ensaios cíclicos foram também realizados em regime de controlo de deslocamentos, tendo sido imposto um histórico de deslocamentos definido de acordo com o protocolo ECCS nº 45 [24]. Na Figura 3 apresenta-se a forma geral do referido histórico de deslocamentos, em que o deslocamento correspondente à perda da linearidade da ligação (δ_{EOP}) foi definido com base nos resultados obtidos nos ensaios monotónicos. Tanto os ensaios monotónicos como os ensaios cíclicos foram realizados em regime quase-estático e foram finalizados quando o curso do macaco hidráulico foi alcançado ou quando a integridade estrutural da ligação foi comprometida.

Foram ensaiados três provetes por tipologia em regime monotónico, perfazendo um total de 12 provetes. Apenas duas tipologias foram escolhidas para serem ensaiadas em regime cíclico (BC-3-F-R e BC-6-F2-R, as com melhor comportamento nos ensaios monotónicos), sendo ensaiados três provetes por tipologia, totalizando 6 provetes.



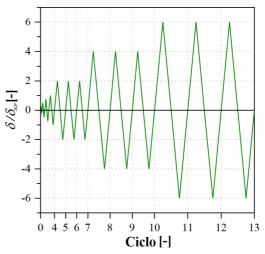


Figura 3 – Ligações viga-coluna: histórico de deslocamentos cíclico

Figura 2 - Ligações viga-coluna: esquema de ensaio

4.3. Resultados experimentais

Na Figura 4 são apresentadas as curvas momento fletor vs. rotação representativas de cada tipologia de ligação quando ensaiadas em regime monotónico. Os principais resultados referentes aos ensaios monotónicos de ligação estão resumidos na Tabela 1, nomeadamente no que refere à força última (F_u) e deslocamento correspondente (d_u), momento último (Um) e rigidez de rotação (K_θ). Verificou-se que todas as ligações apresentaram um comportamento aproximadamente bilinear, semelhante ao observado em estudos de ligações metálicas com cantoneiras [25,26]. No que se refere à rigidez, as ligações BC-3-F-R e BC-8-F2-R apresentaram, respetivamente a menor e maior rigidez de todas as tipologias. No entanto, as ligações com cantoneiras de menor espessura (BC-3-F-R e BC-6-F2-R) apresentaram um comportamento não linear mais demarcado do que as restantes, associado à considerável plastificação das cantoneiras metálicas (visível nas Figuras 5 e 7), e deslocamento de rotura superior. Além disso, verificou-se que o aumento da espessura das cantoneiras não se traduziu em aumentos da resistência nas ligações com o mesmo número de parafusos/varões: as tipologias BC-3-F-R e BC-6-F2-R apresentaram

momentos de rotura superiores às ligações BC-8-F-R e BC-8-F2-R, respetivamente.

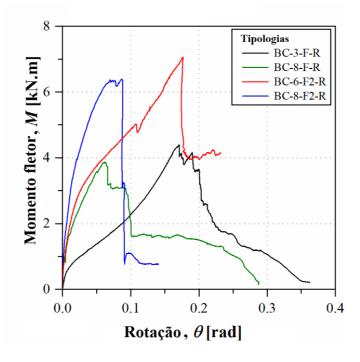


Figura 4 — Ligações viga-coluna: curva monotónica momento fletor vs. rotação representativa de cada tipologia

Tabela 1 - Ligações viga-coluna: resultados dos ensaios monotónicos

Series	F_u (kN)	d_{Fu} (mm)	M_u (kN)	K_{θ} (kN.m/rad)
BC-3-F-R	$7,10 \pm 0,56$	$111,9 \pm 9,3$	$4,65 \pm 0,37$	$139,4 \pm 23,4$
BC-8-F-R	$5,\!68 \pm 0,\!38$	$36,\!4\pm4,\!6$	$3,\!72\pm0,\!25$	$234,7\pm92,4$
BC-6-F2-R	$10,\!87\pm0,\!36$	$131,\!4\pm43,\!2$	$7{,}12 \pm 0{,}24$	$218,7\pm28,3$
BC-8-F2-R	$8,\!64\pm1,\!16$	$35,0\pm12,9$	$5,\!66\pm0,\!76$	$370,0 \pm 34,0$

Durante os ensaios monotónicos, a rotura final de todas as tipologias de ligação ocorreu nos elementos GFRP: (i) tipologia BC-3-F-R apresentou rotura por corte junto aos parafusos superiores da viga (Figura 5); (ii) na tipologia BC-8-F-R, a rotura ocorreu como combinação de vários danos simultâneos, tais como compressão na alma da coluna e rotura da ligação banzo-alma da viga (Figura 6); (iii) a tipologia BC-6-F2-R apresentou rotura por compressão na alma da coluna (Figura 7); e (iv) a rotura da tipologia BC-8-F2-R ocorreu na forma de arrancamento do banzo superior da viga (Figura 8). É de referir que as tipologias BC-3-F-R e BC-6-F2-R apresentaram extensas deformações plásticas nas cantoneiras antes de ser identificado dano no GFRP.



Figura 5 – Ligações viga-coluna: corte nos parafusos da viga (BC-3-F-R)



Figura 6 – Ligações viga-coluna: rotura da ligação banzo-alma da viga (BC-8-F-R)



Figura 7 – Ligações viga-coluna: rotura por compressão da alma da coluna (BC-6-F2-R).



Figura 8 – Ligações viga-coluna: arrancamento do banzo da viga (BC-8-F2-R).

Na Figura 9 são apresentadas curvas momento *vs.* rotação representativas das tipologias BC-3-F-R e BC-6-F2-R quando ensaiadas em regime cíclico, com adição da curva monotónica correspondente. Verificou-se que, em ambas as tipologias, as curvas histeréticas apresentaram considerável simetria, estando delimitadas pelas curvas monotónicas, e *pinching* (fenómeno caracterizado pela redução da inclinação das curvas quando atravessam o eixo horizontal), sendo este mais pronunciado na tipologia BC-3-F-R. No geral, a tipologia BC-6-F2-R apresentou maior rigidez, maior momento fletor no final de cada ciclo e curvas mais abertas do que a tipologia BC-3-F-R, traduzindo-se numa maior capacidade de dissipar energia.

Resumindo, ficou comprovado que é possível tirar partido da ductilidade do aço inox para

melhorar o comportamento mecânico e sísmico de ligações viga-coluna entre perfis GFRP. Além disso, verificou-se que a tipologia BC-6-F2-R apresentou o melhor desempenho comparativamente às restantes tipologias de ligação, exibindo a maior resistência aliada a considerável ductilidade e capacidade de dissipar energia.

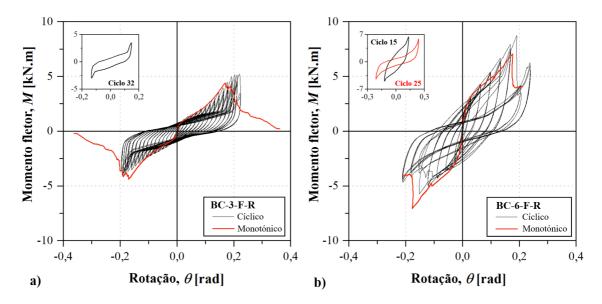


Figura 9 – Ligações viga-coluna: curvas histeréticas representativas da a) tipologia BC-3-F-R e da b) tipologia BC-6-F-R

4.5. Modelo numérico

A tipologia BC-6-F2-R, identificada como sendo a ligação com melhor comportamento mecânico, foi modelada com recurso ao software comercial *SAP2000*. O modelo da ligação é ilustrado na Figura 10. A viga e a coluna da ligação foram modeladas com elementos de barra de secção igual à dos perfis utilizados e com as propriedades elásticas materiais identificadas previamente [23]. As duas extremidades da coluna foram restritas por encastramentos e o deslocamento foi imposto na viga a 670 mm do eixo da coluna, tal como nos ensaios experimentais. Por sua vez, a ligação entre a viga e a coluna foi modelada com recurso a um elemento *link* com formulação baseada no modelo Pivot, definido por Dowel *et al.* [27] para estruturas de betão armado. Este elemento foi calibrado tendo em conta a curva obtida nos ensaios de ligação.

Na Figura 11 é apresentada a curva histerética obtida pelo modelo de elementos finitos para um histórico de deslocamentos semelhante ao imposto nos ensaios de ligação ("nonlinear direct integration time history analysis"); a curva experimental foi adicionada para efeitos de comparação. Verificou-se que o modelo foi capaz de reproduzir

o comportamento da ligação com precisão aceitável, comprovando-se assim a aplicabilidade do modelo multilinear Pivot.

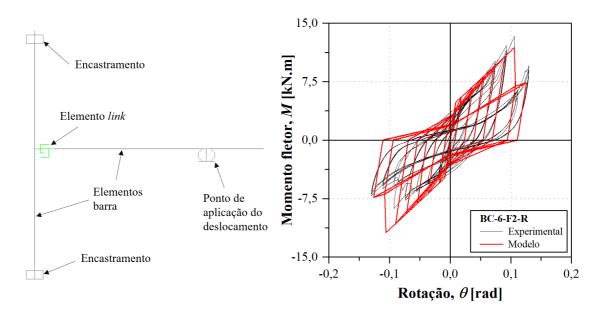


Figura 10 – Ligações viga-coluna: modelo numérico

Figura 11 – Ligações viga-coluna: curva histerética do modelo numérico vs. curva histerética experimental

5. PÓRTICOS PLANOS

Nesta secção são descritos os pórticos planos estudados e são apresentados os principais resultados relacionados com os ensaios de carga horizontal em regime monotónico e em regime cíclico. Na última subsecção é descrito e avaliado o modelo numérico de uma tipologia de pórtico plano.

5.1. Tipologias ensaiadas

Os pórticos bidimensionais ensaiados neste estudo foram compostos por duas colunas de 3000 mm de altura e por duas vigas de 2500 mm de comprimento. Tanto as vigas como as colunas correspondem aos perfis com secção em I-150×75×8 mm² utilizados no estudo das ligações (Secção 4). Os perfis foram unidos através de ligações do tipo BC-6-F2-R, correspondendo à tipologia que apresentou melhor comportamento nos ensaios de ligação (Secção 4). Na Figura 12 é apresentada a geometria geral dos pórticos planos. Foram consideradas 3 tipologias diferentes de pórticos: (i) tipologia F-R, pórtico sem elementos

adicionais (Figura 13); (ii) tipologia BF-R, pórtico com um sistema de contraventamento (Figura 14); e (iii) tipologia WF-R, pórtico com paredes não estruturais de gesso cartonado (Figura 15).

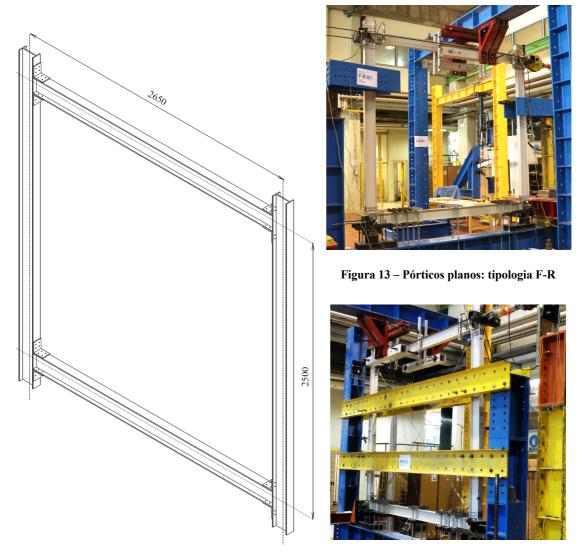


Figura 12 - Pórticos planos: geometria geral

Figura 14 - Pórticos planos: tipologia BF-R

O sistema de contraventamento adotado na tipologia BF-R consistiu em quatro cabos de aço inox (Classe A4) com diâmetro de 6 mm (dois por cada diagonal). Os cabos foram fixados através de um sistema de olhais, cerra-cabos e esticadores. O aperto foi imposto manualmente.

Nos provetes correspondentes à tipologia WF-R, foram construídas estruturas interiores em perfis leves de aço galvanizado (Figura 16) que serviram de suporte a quatro placas de gesso cartonado (duas em cada lado do provete). Estas placas foram previamente

serradas de forma a garantir um encaixe perfeito no interior do pórtico. Por fim, foi aplicada uma massa não-estrutural de juntas para regularizar a superfície.





Figura 15 – Pórticos planos: tipologia WF-R

Figura 16 – Pórticos planos: estrutura interior da tipologia WF-R

5.2. Esquema de ensaio e procedimento

Os ensaios monotónicos e cíclicos foram realizados numa parede de reação ou num pórtico metálico equivalente. O deslocamento horizontal foi imposto no topo dos pórticos por um macaco mecânico com capacidade de 1000 kN e máximo curso de $\pm 200 \text{ mm}$, no caso dos ensaios em parede de reação, ou por um macaco hidráulico com capacidade de 250 kN e máximo curso de $\pm 200 \text{ mm}$, no caso dos ensaios em pórtico metálico. Nos ensaios cíclicos, dois varões *dywidag* foram utilizados em conjunto com os macacos de forma a permitir a inversão do sentido do deslocamento.

A base das colunas foi fixada a blocos metálicos com negativos de geometria semelhante à da secção dos perfis GFRP que por sua vez foram aparafusados a uma viga rígida metálica ancorada ao chão do laboratório. Foram utilizados dois sistemas adicionais para prevenir os deslocamentos verticais da coluna: (i) cantoneiras metálicas aparafusadas à alma das colunas e aos blocos metálicos e (ii) um conjunto de perfis metálicos e varões. Os deslocamentos verticais da viga inferior foram restringidos através de sete conjuntos de varões e perfis metálicos aparafusados à viga metálica rígida e os deslocamentos horizontais foram impedidos por chapas metálicas encostadas à face de cada uma das colunas, centradas com o eixo axial da viga inferior. Por fim, os deslocamentos para fora

do plano foram impedidos em 6 pontos (2 na viga superior e 2 em cada uma das colunas) por pares de barras de alumínio.

O deslocamento lateral no topo do pórtico foi medido por um defletómetro de fio e pelo defletómetro do próprio macaco hidráulico e a força aplicada pelos macacos foi medida por uma célula de carga com capacidade de 300 kN. Os ensaios monotónicos e cíclicos foram realizados em regime quase-estático com controlo de deslocamentos e terminaram quando o curso do macaco foi alcançado ou quando a integridade estrutural do pórtico foi perdida. Novamente, os ensaios cíclicos foram realizados de acordo com o protocolo ECCS nº 45 [24], seguindo o histórico de deslocamentos representado na Figura 3.

Foi ensaiado um provete de cada tipologia em regime monotónico e em regime cíclico, totalizando 6 ensaios.

5.3. Resultados experimentais

Na Figura 17a são apresentadas as curvas força *vs.* deslocamento obtidas nos ensaios monotónicos das três tipologias de pórticos. Nos três ensaios monotónicos, o pórtico com paredes, WF-R, apresentou a maior rigidez inicial e o pórtico contraventado, BF-R, apresentou a maior resistência última.

O pórtico F-R apresentou um comportamento aproximadamente bilinear, começando com rigidez inicial de 158,5 kN/mm e transitando para outra fase linear com -40% de rigidez que se manteve até atingir o primeiro pico de força aos 194 mm – correspondente à ocorrência da rotura por corte nos parafusos da base da coluna. A partir deste ponto, foi registado um aumento gradual de resistência até ser atingida a força máxima (22,1 kN, aos 275 mm de deslocamento) – ocorreu neste ponto a rotura da ligação banzo-alma na viga superior (Figura 17b).

Também se observou um comportamento aproximadamente bilinear no ensaio monotónico do pórtico contraventado BF-R: (i) primeira fase linear com rigidez igual a 365,5 kN/mm, até deslocamento igual a 10 mm; (ii) segunda fase de transição com perda gradual de rigidez; e (iii) segunda fase linear com 55% da rigidez inicial. Duas perdas consideráveis de força foram observadas ao longo do ensaio. A primeira, que ocorreu aos 90 mm, foi associada à rotura por compressão da alma da coluna devido às forças transmitidas pela viga de baixo. A segunda perda de força ocorreu após a máxima

resistência ser atingida (33,4 kN, aos 187 mm de deslocamento), devido à rotura do cabo tracionado junto aos cerra-cabos (Figura 17c).

Por último, o pórtico WF-R apresentou rigidez inicial de 3060,6 kN/mm que foi gradualmente decrescendo devido à ocorrência e progressão de danos nas paredes de gesso cartonado e nas ligações entre a parede e o pórtico: a encurvadura das placas de gesso cartonado começou a ser visível a partir dos 40 mm de deslocamento e um lado da parede começou a perder a ligação ao pórtico a partir dos 50 mm de deslocamento (Figura 17d), ficando completamente solta aos 80 mm. A partir deste ponto, a força registou um aumento progressivo até ao fim do ensaio.

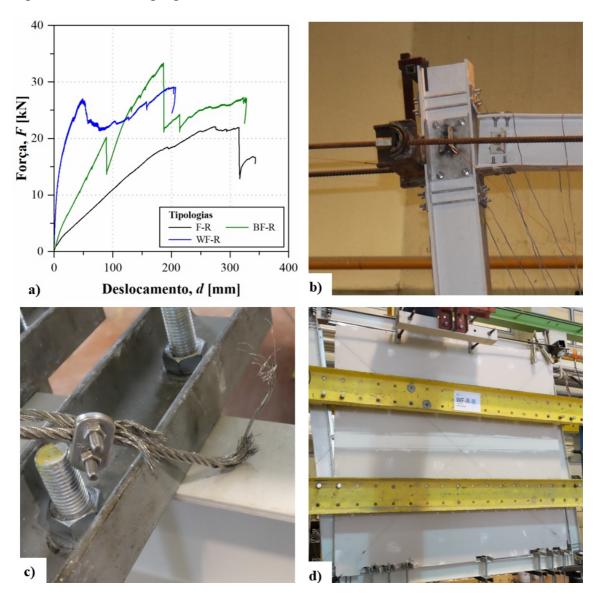


Figura 17 – Pórticos planos: a) curvas força vs. deslocamento representativa em regime monotónico; b) dano na ligação viga-coluna (F-R); c) rotura do cabo tracionado (BF-R); d) perda de ligação entre a parede e o pórtico (WF-R)

As curvas histeréticas força *vs.* deslocamento de todas as tipologias de pórticos são apresentadas na Figura 18, com adição das curvas monotónicas correspondentes. Em todas as tipologias foi registado um comportamento quase simétrico, com as curvas histeréticas praticamente enquadradas pelas curvas monotónicas. Todos os pórticos apresentaram capacidades limitadas de dissipar energia, com a ocorrência de *pinching* pronunciado.

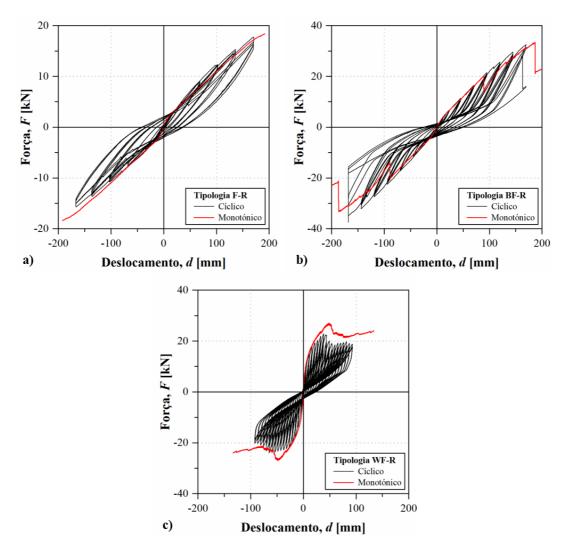


Figura 18 – Pórticos planos: curvas histeréticas da a) tipologia F-R, da b) tipologia BF-R e da c) tipologia WF-R

5.5. Modelo numérico

O pórtico F-R foi modelado com recurso ao software comercial *SAP2000*, estando representado na Figura 19. Este pórtico foi modelado com os elementos de barra e elementos *link* descritos na secção correspondente ao modelo das ligações (Secção 4.5).

À semelhança dos ensaios experimentais, a viga de baixo do pórtico foi travada verticalmente em 7 pontos e a coluna foi travada horizontalmente (apenas à compressão, simulando um encosto) na intersecção com o eixo da mesma viga. Os deslocamentos horizontais e verticais foram impedidos na base da coluna. Nestes pontos, foram utilizadas molas elásticas de rotação, cuja rigidez foi calibrada. O deslocamento foi imposto no topo de uma das colunas.

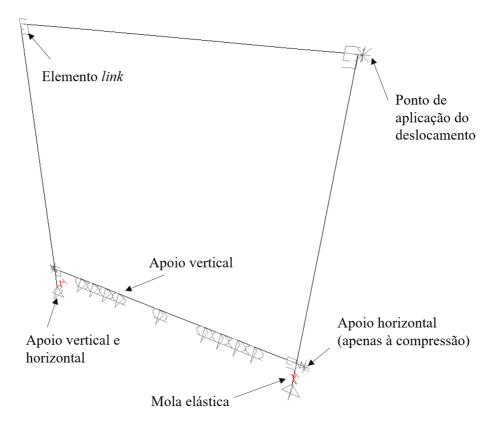
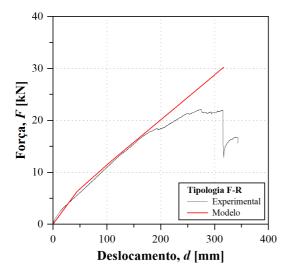


Figura 19 - Pórticos planos: modelo numérico

Nas Figuras 20 e 21 são apresentadas as curvas força vs. deslocamento de topo em regime monotónico e em regime cíclico, respetivamente, obtidas pelos modelos de elementos finitos; foram adicionadas as curvas experimentais para efeitos de comparação. O modelo reproduziu o comportamento experimental do pórtico com considerável precisão. É importante referir que os modelos numéricos não tiveram em consideração o dano nos elementos de barra. Desta forma, os modelos não foram capazes de simular o comportamento do pórtico a partir dos pontos em que foram verificadas roturas nas colunas e vigas dos pórticos reais: (i) em regime monotónico, o modelo não registou as perdas de rigidez e resistência a partir dos 175 mm de deslocamento; e (ii) em regime cíclico, o modelo apresentou curvas histeréticas menos abertas, correspondendo a menos

dissipação de energia. No entanto, as diferenças apontadas entre os resultados dos modelos numéricos e os resultados experimentais surgem principalmente para deslocamentos de topo elevados e irrealistas no comportamento de estruturas reais.



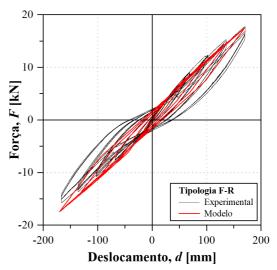


Figura 20 – Pórticos planos: curva monotónica do modelo numérico vs. curva monótonica experimental

Figura 21 – Pórticos planos: curva histerética do modelo numérico vs. curva histerética experimental

Assim sendo, ficou assim validada a metodologia numérica para simular o comportamento não linear de pórticos planos de GFRP, contando que sejam conhecidas as propriedades dos materiais constituintes. É também de assinalar que foi essencial a calibração prévia dos elementos *links* através dos modelos de ligação, sendo esse um passo indispensável na elaboração deste tipo de modelos referentes a estruturas porticadas.

6. PÓRTICO TRIDIMENSIONAL

Nesta secção são apresentados os principais resultados relacionados com os ensaios de caracterização modal e de comportamento sísmico de um pórtico tridimensional. É também apresentado o modelo numérico do pórtico tridimensional e os seus principais resultados.

6.1. Descrição do pórtico

O pórtico tridimensional de dois pisos considerado nesta fase do estudo está representado

nas Figuras 22 e 23. Este pórtico totalizava uma altura de 4,7 metros e foi constituído pelos mesmos perfis GFRP de secção em I considerados nas fases anteriores. Os perfis foram ligados através de ligações BC-6-F2-R na direção longitudinal (paralela ao sentido da mesa sísmica) e por uma ligação semelhante na direção transversal (perpendicular ao sentido da mesa sísmica).

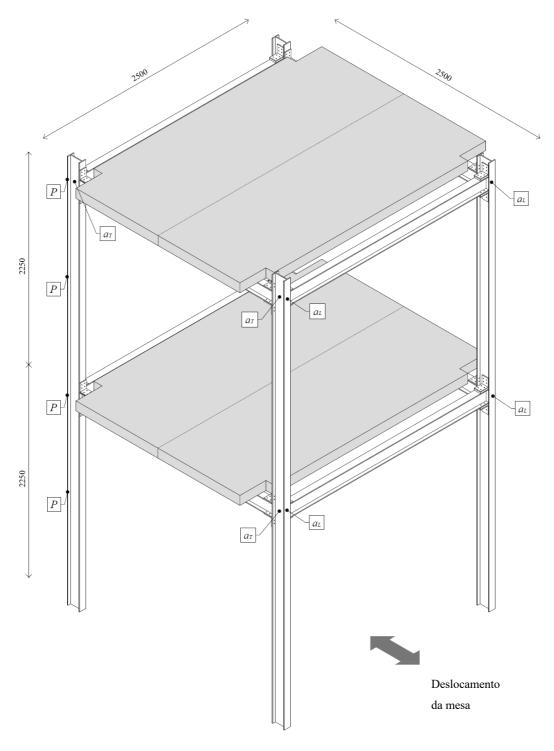


Figura 22 – Pórtico tridimensional: geometria

As quatro colunas do pórtico foram fixadas a uma mesa sísmica unidirecional através de um sistema de cantoneiras metálicas (pormenor da Figura 23). Foram utilizadas quatro lajes pré-fabricadas de betão (duas lajes por piso) para simular as cargas verticais, estando estas apenas apoiadas e presas às vigas longitudinais do pórtico. As cargas verticais consideradas perfaziam 2 toneladas por piso, que corresponde ao nível de carga vertical para a combinação sísmica considerando (i) peso próprio de $0,4 \text{ kN/m}^2$ (equivalente a painéis sanduiche em material compósitos), (ii) restantes cargas permanentes de $1,0 \text{ kN/m}^2$, (iii) carga variável de $2,0 \text{ kN/m}^2$ e (iv) ψ_2 de 0,3.

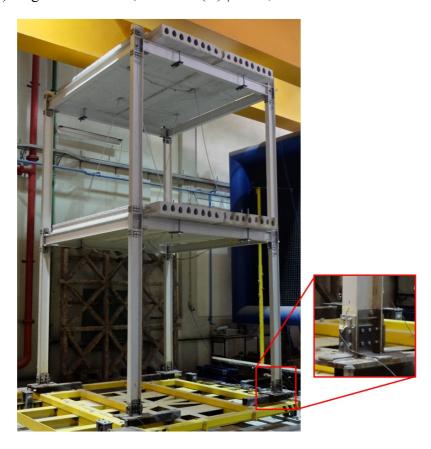


Figura 23 – Pórtico tridimensional: visão geral e pormenor de ligação à base

6.2. Análise modal

As frequências naturais e correspondentes modos de vibração do pórtico tridimensional foram identificados através de ensaios de caracterização modal. Nestes ensaios, foram impostas vibrações à estrutura em diferentes pontos de uma das colunas (assinalados na Figura 22, pontos "P"), na direção transversal e longitudinal, com recurso a um martelo com célula de carga embutida, com capacidade de 22 kN. Por sua vez, as vibrações da estrutura foram medidas com recurso a acelerómetros em quatro nós na direção

longitudinal e em quatro nós na direção transversal (assinalados na Figura 22, pontos " a_L " e " a_T ", respetivamente).

As frequências e correspondentes modos de vibração foram estimados com recurso a funções de transferência (FRF – "Frequency Response Function"). Na Tabela 2 são apresentadas as frequências correspondentes aos primeiros 6 modos de vibração (representados na Figura 24). As primeiras três frequências naturais identificadas correspondem a modos de translação: (i) a primeira sendo de translação na direção transversal (direção com menor rigidez); (ii) a segunda sendo de translação na direção longitudinal; e (iii) a terceira sendo de translação (em fase) na direção transversal. O quarto modo de vibração equivale a um modo de torção, apresentando frequência natural de valor próximo às frequências do segundo e terceiro modo. Os restantes dois modos de vibração, correspondentes a translação longitudinal e torção em fase, surgem apenas para valores de frequência consideravelmente superiores aos restantes.

Tabela 2 – Pórtico tridimensional: resultados da análise modal (experimental e numérica)

Modo	Experimental		Numérico	
	Frequência [Hz]	Natureza do modo	Frequência [Hz]	Natureza do modo
1	0,51	Transl. transversal	0,49	Transl. transversal
2	1,32	Transl. longitudinal	1,22	Transl. longitudinal
3	1,52	Transl. transversal	1,45	Torção
4	1,65	Torção	1,57	Transl. transversal
5	4,87	Transl. longitudinal	4,78	Transl. longitudinal
6	5,91	Torção	5,48	Torção

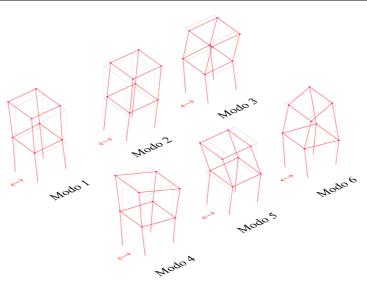


Figura 24 - Pórtico tridimensional: modos de vibração experimentais

6.3. Ensaios sísmicos: procedimento e instrumentação

Os ensaios sísmicos foram realizados através da imposição de 18 históricos de deslocamento, representados na Figura 25, na base do pórtico tridimensional. Os deslocamentos foram impostos à mesa sísmica através de um macaco hidráulico, capacidade de 250 kN e curso máximo de 400 mm, controlado através de uma consola própria. Os históricos de deslocamentos foram definidos tendo por base um acelerograma gerado de acordo com um espectro de resposta definido pelo Eurocódigo 8 para território português (Sismo Tipo I, solo tipo A) [28]. Os ensaios sísmicos iniciaram com a aplicação do histórico de deslocamentos com menores deslocamentos absolutos (correspondendo à curva vermelha da Figura 25). De seguida foram aplicados os restantes históricos de deslocamentos, de forma incremental no que refere aos deslocamentos absolutos: a cada novo histórico de deslocamentos correspondeu um aumento de 10% dos deslocamentos absolutos do histórico anterior. Assim, foram impostas máximas acelerações de base que variaram entre os 1,3 m/s² e os 3,4 m/s², correspondendo ao primeiro e ao último histórico de deslocamentos, respetivamente. É relevante assinalar que o décimo histórico de deslocamentos (+100% de deslocamentos absolutos em relação ao primeiro histórico), curva assinalada a azul na Figura 25, está associado à imposição de uma aceleração de base máxima de 2,57 m/s², que corresponde aproximadamente à máxima aceleração de base presente no Eurocódigo 8 [28] para o território português (2,5 m/s², para Sagres).

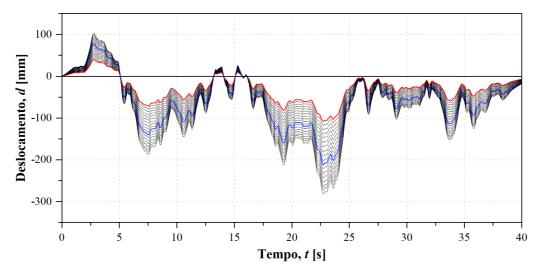


Figura 25 – Pórtico tridimensional: históricos de deslocamentos impostos

Nestes ensaios, foram registadas as acelerações longitudinais com recurso a acelerómetros, nos pontos " a_L " identificados na Figura 22, até ser atingida aceleração de

base de 2,57 m/s². Após este ponto, foram retirados os acelerómetros como medida de precaução. Adicionalmente, foram medidas as extensões em todas as colunas, próximo das bases, em duas das suas faces com recurso a extensómetros elétricos (visíveis no pormenor da Figura 23). A medição destas extensões permitiu avaliar os momentos fletores na base das colunas ao longo de todos os ensaios. Finalmente, foram também medidas as extensões em duas das cantoneiras metálicas, como forma de avaliar a evolução das extensões nestes elementos e de identificar a eventual ocorrência de deformações plásticas não recuperáveis.

6.3. Ensaios sísmicos: resultados

Apenas foram identificados dois tipos de dano na estrutura durante os ensaios sísmicos: (i) fendas de compressão nas colunas do pórtico e (ii) afastamento da viga à coluna (Figura 26) consequência da plastificação das cantoneiras metálicas. As fendas na coluna foram identificadas desde cedo ao longo dos ensaios sísmicos. Por sua vez, o instante de plastificação das cantoneiras foi possível de identificar através da análise das curvas de extensometria obtidas (exemplificadas na Figura 27). Verificou-se que a ocorrência de extensões plásticas não recuperáveis foi iniciada no histórico de deslocamentos com máxima aceleração de base igual a 1,93 m/s².



Figura 26 – Pórtico tridimensional: afastamento entre a viga e a face da coluna

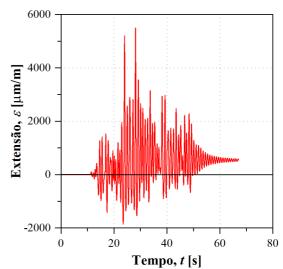


Figura 27 – Pórtico tridimensional: extensões medidas na cantoneira metálica

Como forma de identificar o instante de perda de linearidade da estrutura, foram realizados dois tipos de análise: (i) variação do máximo deslocamento de topo vs. máxima

aceleração de base; e (ii) variação dos máximos momentos na base vs. máxima aceleração de base.

No que refere à primeira análise, como não foram medidos os deslocamentos nodais do pórtico, foi realizada a conversão das acelerações em deslocamentos com recurso a um algoritmo desenvolvido no software comercial *MatLab*. Na Figura 28 são apresentados os valores de máximo deslocamento de topo *vs.* máxima aceleração de base, correspondentes aos históricos de deslocamento até ao ponto em que foram retirados os acelerómetros na estrutura. Verificou-se que a estrutura teve um comportamento global aproximadamente linear (R²=0,99), podendo-se concluir que os danos locais identificados ainda não tinham influenciado a resposta do pórtico até ser atingida uma máxima aceleração de base igual a 2,57 m/s². Desta forma, salienta-se que o pórtico tridimensional em estudo manteve intacta a sua integridade estrutural para o sismo regulamentar com magnitude máxima em território português.

Finalmente, na Figura 29 são apresentados os valores de máximos momentos na base *vs.* máxima aceleração de base. Uma vez mais, foi identificada uma variação praticamente linear até ser atingida uma máxima aceleração de base igual a 2,57 m/s². No entanto, verificou-se que a partir deste ponto a estrutura passou a apresentar resposta não linear, que manteve até ao final dos ensaios sísmicos.

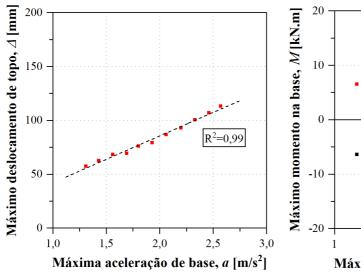


Figura 28 – Pórtico tridimensional: variação do máximo deslocamento de topo vs. máxima aceleração de base

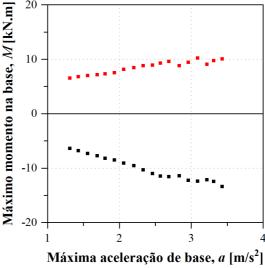


Figura 29 – Pórtico tridimensional: variação dos máximos momentos na base vs. máxima aceleração de base

6.4. Modelo numérico

O pórtico tridimensional foi modelado com recurso ao software comercial *SAP2000*. Na Figura 30 é apresentado o modelo de elementos finitos desenvolvido. Foram utilizados os mesmos elementos de barra descritos na Secção 4.5. Na direção longitudinal, as vigas foram ligadas às colunas com recurso aos elementos *link* calibrados nos modelos de ligação. Por sua vez, as ligações entre os perfis na direção transversal e as ligações das colunas à base foram modeladas através de elementos *link* elásticos, cuja rigidez foi estimada por modelos de ligação tridimensionais elaborados no software comercial *Abaqus*. As cargas verticais foram simuladas com recurso a elementos de laje fina apoiados nas vigas longitudinais.

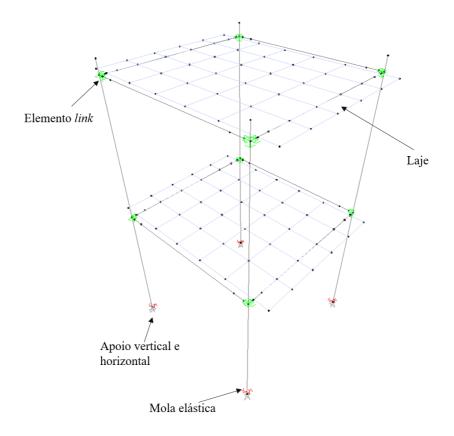


Figura 30 – Pórtico tridimensional: modelo numérico

Primeiramente foi realizada uma análise modal para retirar os modos de vibração e frequências correspondentes, resultados resumidos na Tabela 2. Verificou-se uma boa correspondência entre a maioria dos modos e respetivas frequências obtidos numericamente e experimentalmente. Apenas o terceiro e quarto modo aparecem trocados no caso dos modelos numéricos. No entanto, as frequências desses modos

apresentam valores bastante próximos, pelo que tal diferença poderá ser explicada por pequenas assimetrias no pórtico real.

Foi também realizada a análise da resposta do pórtico para as ações sísmicas consideradas nos ensaios experimentais. Na Figura 31 são apresentadas as curvas de aceleração no topo do pórtico, na direção longitudinal, obtidas pelo modelo numérico e obtidas experimentalmente para o histórico de deslocamentos a que correspondeu uma máxima aceleração de base igual a 1,3 m/s². Registou-se uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, comprovando-se a validade destes modelos como forma de simular o comportamento não linear de estruturas GFRP quando solicitados por ações sísmicas.

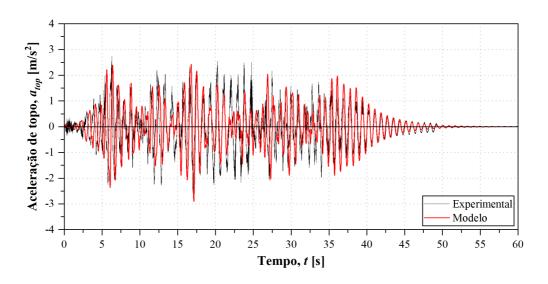


Figura 31 – Pórticos tridimensionais: aceleração de topo do modelo numérico vs. curva aceleração de topo experimental

7. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi avaliado o comportamento de pórticos constituidos por perfis de GFRP. Para tal, foi desenvolvida uma extensa campanha experimental e numérica que incidiu no estudo de três diferentes tipologias estruturais de escala incremental, nomeadamente: ligações viga-coluna, pórticos planos e pórticos tridimensionais.

Nos ensaios experimentais, ficou comprovado que é possível desenvolver ligações entre perfis de GFRP com peças auxiliares em aço inox apresentando considerável rigidez, resistência, ductilidade e capacidade de dissipar energia. No entanto, verificou-se que os

pórticos planos com perfis GFRP apresentaram capacidade limitada de dissipar energia. Por fim, foram realizados ensaios sísmicos num pórtico tridimensional à escala real, tendo sido demonstrado que este manteve a sua integridade estrutural para um sismo de magnitude superior ao sismo mais gravoso regulamentar em Portugal.

Todas as fases da campanha experimental foram acompanhadas por estudos numéricos. Foram desenvolvidos modelos capazes de prever o comportamento das diferentes tipologias estruturais com recurso a software correntemente utilizado em gabinete de projecto. Este ponto é de salientar pois ficou demonstrado que é possivel realizar o dimensionamento de estruturas de GFRP com recurso a ferramentas de modelação numérica comerciais, utilizadas commumente no projecto de estruturas de Engenharia Civil.

8. APLICABILIDADE PRÁTICA E PERSPECTIVAS DE FUTURO

Neste trabalho, foi demonstrada a possibilidade de utilização de cantoneiras de aço inox para melhoria do comportamento mecânico de ligações entre perfis de GFRP. Sendo este um ponto muitas vezes condicionante no dimensionamento de estruturas GFRP, torna-se bastante relevante o reconhecimento de soluções viáveis para ligar este tipo de perfis. Foi também avaliado o comportamento de pórticos GFRP, permitindo colmatar lacunas reconhecidas e identificadas na literatura.

Foi desenvolvida uma metodologia de avaliação do comportamento não-linear de pórticos GFRP com recurso a modelos de elementos finitos de relativa simplicidade, desenvolvidos com software corrente. Em termos práticos, este tipo de modelos numéricos pode ser utilizado por engenheiros de projeto no dimensionamento de estruturas de GFRP, nomeadamente tendo em conta a resposta não-linear da estrutura para ações sísmicas.

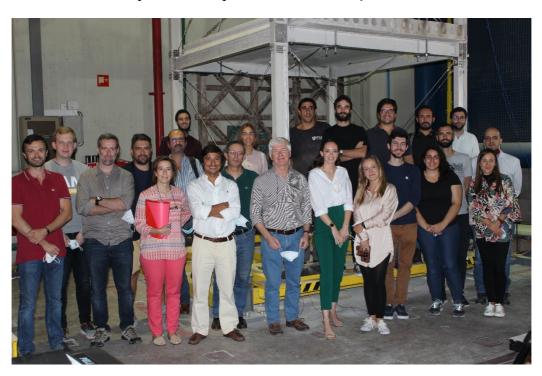
É importante referir que a viabilidade de utilização destes modelos numéricos nãolineares no dimensionamento de estruturas em zonas sísmicas implica que todos os componentes estruturais, particularmente os perfis e as suas ligações, sejam caracterizados à priori. Por isso, é essencial o desenvolvimento de um processo de dimensionamento mais simplificado e abrangente como forma de generalizar a adoção de

estruturas GFRP.

Nesse sentido, no futuro serão desenvolvidos modelos numéricos não-lineares, semelhantes aos expostos neste trabalho, para várias tipologias de estruturas porticadas com perfis GFRP. Através deste estudo paramétrico, será possível identificar coeficientes de comportamento estruturais que poderão ser utilizados em modelos lineares simplificados no dimensionamento sísmico de estruturas GFRP, à semelhança do que já é feito para estruturas de outros materiais mais convencionais [28]. Prevê-se que os resultados desse estudo futuro sejam integrados num novo Eurocódigo para estruturas de GFRP, que se encontra em desenvolvimento.

9. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido com o apoio do projeto *FRP-Quake* (PTDC/ECM-EST/6465/2014), financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, a quem se agradece o apoio financeiro. Gostaria de agradecer aos meus orientadores científicos Engenheiro José Gonilha e Professores João Ramôa Correia e Nuno Silvestre (Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa), bem como a todos os meus colegas de investigação do *CORE group*, pela sua participação e contributos no desenvolvimento deste trabalho, sem os quais seria impossível a sua realização.



10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Keller T. "Fibre reinforced polymer materials in bridge construction". In IABSE Symposium, Towards a Better Built Environment Innovation, Sustainability Information Technology, Melbourne, 2002.
- [2] Bank LC. "Composites for construction: Structural design with FRP materials". John Wiley & Sons, Inc., New Jersey, 2006.
- [3] Correia JR. "GFRP pultruded profiles in civil engineering: hybrid solutions, bonded connections and fire behaviour", Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [4] Coelho AMG, Mottram JB. "A review of the behaviour and analysis of bolted connections and joints in pultruded fibre reinforced polymers." Materials & Design 74 (2015): 86-107.
- [5] Bakis CE, et al. "Fiber-reinforced polymer composites for construction—State-of-the-art review." Journal of composites for construction 6.2 (2002): 73-87.
- [6] Correia JR, Branco F, Gonilha J, Silva N, Camotim D. "Glass fibre reinforced polymer pultruded flexural members: assessment of existing design methods." Structural engineering international 20.4 (2010): 362-369.
- [7] Bank LC, Mosallam AS, Gonsior HE. "Beam-to-column connections for pultruded FRP structures." Serviceability and Durability of Construction Materials. ASCE, 1990.
- [8] Bank LC, Mosallam AS. "Creep and failure of a full-size fiber-reinforced plastic pultruded frame". Composites Engineering 2(3) (1992): 213–15.
- [9] Bank LC, Mosallam AS, McCoy GT. "Design and performance of connections for pultruded frame structures", Journal of Reinforced Plastics and Composites 13(3) (1994): 199–212.
- [10] Bass AJ, Mottram JT. "Behaviour of connections in frames of fibre-reinforced-polymer section." Structural Enginners. 72(17) (1994): 280-284.
- [11] Mottram JT, Zheng Y. "State-of-the-art review on the design of beam-to-column connections for pultruded frames", Composite Structures 15 (1996): 387–401.
- [12] Smith SJ, Parsons ID, Hjelmstad KD. "An experimental study of the behavior of connections for pultruded GFRP I-beams and rectangular tubes". Composite Structures 42 (1998): 281-90.
- [13] Smith SJ, Parsons ID, Hjelmstad KD. "Experimental comparisons of connections for pultruded frames". Journal of Composites for Construction 3 (1999): 20-6.
- [14] Turvey, GJ. "Moment–rotation tests on bolted end connections in pultruded GRP beams–tests with stainless steel cleats and an assessment of their performance relative to GRP cleats." (2000).
- [15] Turvey GJ, Cooper C. "Review of tests on bolted joints between pultruded GRP profiles." Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings 157.3 (2004): 211-233.
- [16] Qureshi J, Mottram JT. "Behaviour of pultruded beam-to-column joints using steel web cleats." Thin-Walled Structures 73 (2013): 48-56.

- [17] Qureshi J, Nadir Y, John SK. "Bolted and bonded FRP beam-column joints with semi-rigid end conditions." Composite Structures (2020): 112500.
- [18] Italian National Research Council. CNR-DT 205/2007 Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures, 2007.
- [19] ASCE. Pre-Standard for Load & Resistance Factor Design (LRFD) of Pultruded Fiber Reinforced Polymer (FRP) Structures, 2010.
- [20] Joint Research Centre (JCR). CEN/TC250/WG4 Prospect for new guidance in the design of Fibre Reinforced Polymer (FRP), 2016.
- [21] Gwang-Seok Na. "Load-displacement behaviour of frame structures composed of FRP composite materials". PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, 2008.
- [22] Cavaleri L, Di Paola M, Ferroto MF, Valenza A. "Structural performances of pultruded GFRP emergency structures Part 2: Full-scale experimental testing". Composite Structures (2019); 214:304-15.
- [23] Martins D, Gonilha J, Correia JR, Silvestre N. "Beam-to-column bolted connections between GFRP I-shaped pultruded profiles using stainless steel cleats. Part 1: experimental studies". Thin Walled Structures (2021), 163: 107719.
- [24] ECCS Manual. "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads". European Convention for Constructional Steelwork, 1996.
- [25] Davison JB, Kirby PA, Nethercot DA. "Rotational stiffness characteristics of steel beam-to-column connections." Journal of Constructional Steel Research 8 (1987): 17-54.
- [26] Skejic, Davor, Dujmovic D, Beg D. "Behaviour of stiffened flange cleat joints." Journal of constructional steel research 103 (2014): 61-76.
- [27] Dowell RK, Seible F, Wilson EL. "Pivot hysteresis model for reinforced concrete members". ACI Structural Journal (1998); 95(5):607-17.
- [28] CEN. Eurocódigo 8: Projectos de estruturas para resisência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edificios. Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas, 2004.