

**Estudo da viabilidade técnica da utilização de tubagens em  
material compósito na reabilitação de passagens  
hidráulicas e agrícolas**

**Miguel Maria Potes Barroso Silva Santos**

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientadores:

Professor Doutor João Pedro Ramôa Ribeiro Correia

Professor Doutor Fernando António Batista Branco

Júri

Presidente: Professora Doutora Maria Cristina De Oliveira Matos Silva

Orientador: Professor Doutor João Pedro Ramôa Ribeiro Correia

Vogal: Professor Doutor Augusto Martins Gomes

**Dezembro de 2020**



## **Declaração**

Declaro que o presente documento é um trabalho da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



## Agradecimentos

Tal como acontece no ciclismo, o Técnico é também uma prova que não se consegue fazer sozinho. É preciso uma equipa, uma estratégia e uma amizade, que são pilares para o sucesso, não só académico, mas também pessoal.

Queria, portanto, agradecer, em primeiro lugar, a todos os meus amigos que mais me acompanharam ao longo destes últimos anos, em especial ao Pedro Caiado, Ricardo Coelho, Afonso Esteves, Nuno Monteiro, Pedro Beltrão, Pedro Rosado e Manuel Duarte.

Aos meus Pais e família, por todo apoio que me deram ao longo do meu percurso académico e em especial por toda a motivação e força para continuar a pedalar quando os ventos eram contrários e de maior intensidade. Em especial, à tia Zé e à Elena que muito me ajudaram na recta final da meta.

Agradeço também aos Professores orientadores Fernando Branco e João Ramôa pelo paciente e generoso apoio que me deram para a realização desta dissertação. Apesar dos tempos atípicos em que foi escrita, devido à pandemia COVID-19, os Docentes mostraram sempre uma abertura e uma disponibilidade incondicional.

Todo o trabalho de laboratório só foi possível graças à ajuda dos técnicos Fernando Alves e Jorge Pontes, a quem agradeço muito toda a simpatia, rigor e boa disposição em todos os momentos.

Por fim, agradeço também às pessoas que me ajudaram, de alguma forma, com conselhos e ensinamentos, nomeadamente ao Professor Doutor João Ferreira Gomes; aos Engenheiros Nuno Martins (Brisa), Fernando Sousa (Ascendi), Humberto Gonçalves (Limpa Canal), Mário Arruda e Francisco Nunes (IST); e ao técnico Rui Ferreira.



## Resumo

Nas décadas de 1980 a 2000, durante a construção de muitas das autoestradas do país, foi frequentemente adoptada uma solução construtiva para a execução de Passagens Hidráulicas (PH) e Agrícolas (PA) à base de chapas de aço corrugado, também conhecida por solução ARMCO. Decorridos aproximadamente 30 anos desde a construção destas estruturas, verificou-se que a corrosão em algumas delas era mais acentuada do que o previsto em projecto. A corrosão, que tem uma influência negativa directa na resistência do aço, pode comprometer a segurança destas estruturas, tendo já provocado alguns casos de aluimento em Portugal. Neste contexto, é fundamental definir soluções de reabilitação para estas PH/PA, que podem ter até cerca de 4 m de diâmetro. Uma das soluções que tem vindo a ser proposta, e que já foi aplicada nalgumas obras, consiste na utilização de tubos em material compósito de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP, Glass Fiber Reinforced Polymer) no encamisamento interior dos tubos de aço. Relativamente a esta solução de reabilitação estrutural de PH/PA, dada a sua novidade, existem dúvidas sobre a sua viabilidade técnica.

O objectivo da presente dissertação consistiu assim em estudar a viabilidade técnica da reabilitação estrutural de PH/PA construídas com a solução ARMCO com recurso a entubamento pelo interior com tubos de GFRP. Para esse efeito, foi desenvolvido um estudo experimental e numérico sobre um produto tubular em GFRP disponível comercialmente. O programa experimental incluiu ensaios de caracterização mecânica do material GFRP (flexão, compressão, corte e corte interlaminar) e ensaios à flexão em tubos à escala real, com espessura de parede (nominal) de 54 mm, abertura de 3540 mm e altura de 2200 mm. O estudo numérico incluiu a simulação do comportamento estrutural dos tubos, utilizando um modelo de elementos finitos, e a verificação da segurança de uma PH com uma solução daquele tipo. Finalmente, foi acompanhada uma obra de reabilitação de uma PH localizada na A33, no nó de Sarilhos Grandes.

Os ensaios permitiram determinar as propriedades mecânicas do material GFRP (módulos elásticos e resistências) e avaliar o comportamento estrutural e capacidade de carga dos tubos. Nestes ensaios, o material exibiu elevada deformabilidade e capacidade de carga. O estudo numérico mostrou que, utilizando modelos de elementos finitos convencionais, é possível simular, com precisão, o comportamento estrutural de tubos em GFRP. Para uma obra genérica de uma PA/PH, estes modelos também mostraram que os tubos de GFRP permitem verificar a segurança, quer para estados limites últimos, quer em serviço. Finalmente, a obra de reabilitação acompanhada mostrou as vantagens desta solução construtiva, nomeadamente a simplicidade e rapidez da execução. Globalmente, e apesar de ser necessário avaliar a durabilidade de longo prazo desta solução, conclui-se que o uso de tubos de GFRP na reabilitação de PH/PA é tecnicamente viável.

**Palavras Chave:** Corrosão; ARMCO; Chapas de aço corrugado; Materiais compósitos; GFRP; Passagens hidráulicas; Elementos finitos; Ensaio laboratoriais; Reabilitação.





## Abstract

Since the 1980s until the beginning of this XXI century, a constructive solution based on corrugated steel sheets, generally known as the ARMCO solution, was extensively adopted in the construction of highways to execute hydraulic (PH) and agricultural (PA) passages. Less than 30 years after their construction, the level of corrosion in these structures was found to be higher than expected. Such corrosion directly influences the steel strength and can compromise the safety of these structures. This problem has already caused important road subsidences in Portugal. Therefore, it is urgent to develop rehabilitation solutions for these PH/PA, which in some cases have a diameter of about 4 m. One of these solutions, which has been already applied by highways operators, consists of using Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) pipes in the inner soffit of the existing steel pipes. However, some doubts have been raised about the technical viability of this new structural solution, mainly due to the lack of knowledge about the structural behavior of composite materials for this specific type of rehabilitation.

The objective of this dissertation was to evaluate the technical viability of rehabilitating PH/PA using GFRP pipes, namely their application in the inner soffit of the old steel pipe. To fulfil this objective, an experimental and numerical study was developed, which focused on a GFRP pipe commercially available, already used in this type of rehabilitation. The experimental program was divided into two parts: (i) mechanical tests for the characterization of the GFRP material (bending, compression, in-plane shear, and interlaminar shear); and (ii) flexural tests in full-scale GFRP pipes, with a wall thickness of 54 mm, 3540 mm of opening, and 2200 mm of height. The numerical study, developed using a commercial fine element (FE) software, was also divided into two parts: (i) simulation of the structural behavior of the full-scale GFRP pipes tested in flexure; and (ii) simulation of a generic PH construction considering the interaction between the GFRP pipes, the landfill soil, and the lanes – this aimed at checking whether this rehabilitation solution fulfils applicable structural safety requirements.

The experimental tests allowed the evaluation of the mechanical properties of the GFRP material (elastic moduli and strength) as well as the structural behavior and load capacity of the full-scale pipes. In these tests, the material exhibited high deformability and a robust load capacity. The numerical study showed that it is possible to simulate the structural behavior of GFRP pipes with accuracy by using conventional FE models. These models also showed that PH/PA rehabilitation with GFRP pipes allows fulfilling the structural safety requirements, for both ultimate limit states and serviceability limit states. Finally, to understand how this GFRP solution is executed, an example of a rehabilitation work of a PH located in the Portuguese motorway A33, in Sarilhos Grandes, is presented. The possibility to assess this rehabilitation project *in situ* clearly showed the advantages of this constructive solution: simplicity and execution speed. Overall, despite the lack of information about the long-term performance of this solution, this study allowed concluding that the use of GFRP pipes in PH/PA rehabilitation is technically viable.

**Keywords:** Corrosion; ARMCO; Corrugated steel sheets; Composite materials; GFRP; Hydraulic passages; Finite elements; Laboratory tests; Rehabilitation.



# Índice de Matérias

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento Geral e Motivação	1
1.2	Objectivos e metodologia	2
1.3	Organização do Documento	3
<b>2</b>	<b>Estado da Arte</b>	<b>5</b>
2.1	Considerações iniciais	5
2.2	Tecnologia ARMCO para a execução de PH e PA	6
2.2.1	Enquadramento histórico	6
2.2.2	Características geométricas e estruturais	6
2.2.3	Patologias presentes em passagens que necessitam de reabilitação	7
2.2.4	Soluções de reabilitação	8
2.3	<b>Materiais compósitos GFRP para reabilitação de estruturas</b>	<b>9</b>
2.3.1	Enquadramento histórico	9
2.3.2	Características gerais dos materiais GFRP	10
2.3.3	Campos de aplicação dos materiais GFRP em reabilitação	12
2.3.4	Códigos para dimensionamento de estruturas GFRP	13
2.4	<b>Utilização de estruturas tubulares GFRP na reabilitação de PH/PA</b>	<b>14</b>
2.4.1	Características gerais e tipologias das soluções tubulares	14
2.4.2	Dimensionamento com compósitos de GFRP	14
2.4.3	Processo construtivo	15
2.4.4	Exemplos de aplicação	16
2.5	Considerações finais	17
<b>3</b>	<b>Estudo Experimental</b>	<b>18</b>
3.1	Considerações iniciais	18
3.2	Características gerais da tubagem	18
3.3	<b>Ensaio de caracterização do material</b>	<b>19</b>
3.3.1	Programa experimental	19
3.3.2	Ensaio de determinação do teor de fibra	20
3.3.3	Ensaio de flexão	22
3.3.4	Ensaio de corte interlaminar	28
3.3.5	Ensaio de compressão	31
3.4	<b>Ensaio à flexão em troços de tubo GFRP</b>	<b>35</b>
3.4.1	Considerações iniciais	35

3.4.2	Descrição dos provetes.....	35
3.4.3	Sistema de ensaio e procedimento experimental .....	36
3.4.4	Ensaio do provete PH1 .....	40
3.4.5	Ensaio do provete PH2 .....	43
3.4.6	Ensaio do provete PH3 .....	46
<b>3.5</b>	<b>Considerações Finais.....</b>	<b>48</b>
<b>4</b>	<b>Estudo Numérico .....</b>	<b>51</b>
<b>4.1</b>	<b>Considerações iniciais.....</b>	<b>51</b>
<b>4.2</b>	<b>Objectivos e fases do estudo numérico .....</b>	<b>51</b>
<b>4.3</b>	<b>Simulação dos ensaios laboratoriais .....</b>	<b>51</b>
4.3.1	Descrição do modelo.....	51
4.3.2	Resultados e discussão .....	53
<b>4.4</b>	<b>Simulação de uma situação de projecto .....</b>	<b>56</b>
4.4.1	Descrição do modelo.....	56
4.4.2	Resultados da simulação da situação de projecto.....	58
<b>4.5</b>	<b>Considerações finais.....</b>	<b>64</b>
<b>5</b>	<b>Acompanhamento de Obra .....</b>	<b>65</b>
<b>5.1</b>	<b>Considerações iniciais.....</b>	<b>65</b>
<b>5.2</b>	<b>Descrição geral da obra .....</b>	<b>65</b>
<b>5.3</b>	<b>Descrição da tecnologia de construção .....</b>	<b>68</b>
<b>5.4</b>	<b>Controlo de qualidade.....</b>	<b>76</b>
<b>5.5</b>	<b>Considerações finais.....</b>	<b>77</b>
<b>6</b>	<b>Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....</b>	<b>78</b>
<b>6.1</b>	<b>Conclusões .....</b>	<b>78</b>
<b>6.2</b>	<b>Desenvolvimentos futuros.....</b>	<b>80</b>
	<b>Referências Bibliográficas.....</b>	<b>81</b>
	<b>ANEXO A – Aluimentos ocorridos devido à corrosão de soluções ARMCO. ....</b>	<b>84</b>
	<b>ANEXO B – Especificação das dimensões dos tubos ensaiados fornecidas pelo fabricante dos tubos (AMIBLU).....</b>	<b>85</b>
	<b>ANEXO C – Informação complementar dos ensaios de caracterização do material.....</b>	<b>86</b>
	<b>ANEXO D – Informação complementar dos modelos numéricos .....</b>	<b>90</b>
	<b>ANEXO E – Informação complementar do acompanhamento da obra.....</b>	<b>97</b>

## Índice de Figuras

Figura 1.1 – Exemplo de PH em solução ARMCO .....	1
Figura 1.2 – Aluimento da A14 na zona de Maiorca, 4 de Abril de 2016.....	2
Figura 2.1 – Esquema de pressões a que a estrutura ARMCO é submetida e deformações correspondentes (a tracejado).....	6
Figura 2.2 – Pormenor da corrosão ao nível de soleira identificado numa inspecção a uma PH. ....	7
Figura 2.3 – Diferentes soluções de reabilitação de passagens ARMCO: A) aplicação de betão em toda a secção; B) aplicação de betão ao nível de soleira; C) reforço com nova tubagem de aço; D) solução em GFRP .....	8
Figura 2.4 – Método de enrolamento filментар .....	11
Figura 2.5 – Duas tecnologias inovadoras na reabilitação de tubagens: à esquerda, a Solução CIPP antes e depois de ser aplicada; e, à direita, solução Ribline .....	13
Figura 2.6 – Exemplo de reabilitação com entubamento em fibra de vidro. ....	14
Figura 2.7 – Exemplo de reabilitação executada em 2018: à esquerda o estado de conservação antes da obra; ao centro, pormenor da ferrugem presente no local; e, à direita, o estado final depois da reabilitação. ....	17
Figura 3.1 – Geometria dos provetes de GFRP ensaiados. ....	19
Figura 3.2 – Provette colocado no cadinho de alumina e mufla usada para a calcinação. ....	21
Figura 3.3 – Peneiros utilizados para separar a areia de quartzo das fibras de vidro (esquerda) e pormenor das camadas de fibra de vidro de um provete, antes da peneiração (direita). ....	22
Figura 3.4 – Esquema de ensaio à flexão. ....	23
Figura 3.5 – Esquema do ensaio de flexão. ....	24
Figura 3.6 – Relação força/deslocamento obtida no ensaio de compressão. ....	25
Figura 3.7 – Esquema cronológico com os pontos notáveis de A - E do ensaio de F2. ....	26
Figura 3.8 – Relação tensão vs. extensão axial resultante do ensaio de flexão. ....	26
Figura 3.9 – Ensaio do provete 3i. ....	27
Figura 3.10 – Resultado dos provetes transversais no ensaio de corte interlaminar. ....	28
Figura 3.11 – Figura 3.14 Rotura por tracção CI_T2. ....	29
Figura 3.12 – Rotura por corte interlaminar CI_L5.....	30
Figura 3.13 – Resultado dos provetes longitudinais no ensaio de corte interlaminar. ....	30
Figura 3.14 – Pormenor de alvos colocados em cada provete ensaiado à compressão. ....	32
Figura 3.15 – Resultados do ensaio de compressão na direcção transversal. ....	33
Figura 3.16 – Resultados do ensaio de compressão na direcção longitudinal. ....	34
Figura 3.17 – Levantamento da espessura dos provetes. ....	36
Figura 3.18 – Sistema de carga aplicado nos ensaios de flexão. ....	37
Figura 3.19 – Solução em grout usada para o provete PH1 (esquerda); solução com apoios fixos usada para os provetes PH2 e PH3 (direita).....	38
Figura 3.20 – Apoios laterais usados nos provetes PH e PH3. ....	39

Figura 3.21 – Síntese da disposição da instrumentação utilizada nos ensaios dos provetes PH1; PH2 e PH3.....	40
Figura 3.22 – Provede PH1: curva força vs. deslocamento d1.....	41
Figura 3.23 – Provede PH1: curvas força vs. deslocamento d2 e d3 (extremidades laterais). .....	41
Figura 3.24 – Movimento ascendente do grout (à esquerda) e deformabilidade do provede para uma carga de 200 kN (à direita). .....	42
Figura 3.25 – Extensões registadas no provede PH1.....	42
Figura 3.26 – Curva força vs. deslocamento do ponto 1 do provede PH2. ....	43
Figura 3.27 – Modo de rotura do provede PH2.....	44
Figura 3.28 – Provede PH2: força vs. extensões ext1 e ext2. ....	44
Figura 3.29 – Rigidezes dos apoios laterais no segundo ensaio PH2.....	45
Figura 3.30 – Deslocamentos na base do provede PH2. ....	45
Figura 3.31 – Curva força/deslocamento do ponto 1 dos provedes PH1, PH2 e PH3. ....	46
Figura 3.32 – Esquema ilustrativo das várias fases de ensaio do provede PH3: 1 – Início do ensaio; 2 – Momento antes da rotura; 3 – Após ser atingida a rotura.....	47
Figura 3.33 – Sobreposição das extensões registadas entre os provedes PH2 e PH3. ....	48
Figura 4.1 – Malha do modelo usada no programa SAP. ....	52
Figura 4.2 – Diagrama dos deslocamentos Uz (à esquerda) e Ux (à direita) x0,001 mm para uma carga unitária. ....	53
Figura 4.3 – Comparação entre as curvas força vs. deslocamento dos provedes PH2 e PH3 com o modelo numérico. ....	54
Figura 4.4 – Comparação de curvas de extensões. ....	54
Figura 4.5 – Tensões axiais na direcção x, na face exterior/interior do tubo, em kPa para a carga unitária. ....	55
Figura 4.6 – Perfil transversal do modelo em estudo.....	56
Figura 4.7 – Modelo 3D usado para a simulação de projecto.....	57
Figura 4.8 – Tensões resultantes (em MPa) do veículo tipo encostado ao passeio – Acção B.....	59
Figura 4.9 – Tensões resultantes (em MPa) da carga distribuída a meio vão – Acção C.....	59
Figura 4.10 – Tensões resultantes na face visível, em MPa, de cada combinação analisada: (i) Comb. 1A; (ii) Comb. 1B; (iii) Comb. 2c e (iv) Comb. 2D.....	60
Figura 4.11 – Deslocamentos verticais, em mm, registados para cada uma das combinações: (i) Comb. 1A; (ii) Comb. 1B; (iii) Comb. 2c e (iv) Comb. 2D.....	61
Figura 5.1 – Localização da PH em estudo. ....	65
Figura 5.2 – Passagem hidráulica em estudo antes do início da reabilitação (esquerda) e tubos usados na reabilitação (direita). ....	67
Figura 5.3 – Localização (esquerda) e contentores (à direita) do estaleiro de obra.....	68
Figura 5.4 – Micro-escavadoras usadas na remoção de lodo (esquerda); bomba de sucção (direita).68	
Figura 5.5 – Pormenor de corrosão de picada encontrado na PH. ....	69
Figura 5.6 – Avanço das primeiras duas semanas de trabalhos. ....	69
Figura 5.7 – Pormenor de colocação das calhas na PH. ....	69

Figura 5.8 – Guincho mecânico (esquerda); ligação com reforço de silicone entre dois troços de tubo (direita).....	71
Figura 5.9 – Pormenor que mostra as fases um e dois de injeção do grout.....	72
Figura 5.10 – Faseamento da injeção do grout.....	72
Figura 5.11 – Técnica de betão projectado.....	73
Figura 5.12 – Fim da injeção do grout numa passagem. ....	74
Figura 5.13 – Pormenor da pintura e do enrocamento. ....	75
Figura 5.14 – Comparação do estado da PH antes e depois de reabilitada .....	77





## Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Dimensões e massa inicial dos provetes TF-1 e TF-2.....	21
Tabela 3.2 – Resultados obtidos nos ensaios.....	22
Tabela 3.3 – Dimensões dos provetes ensaiados e respectivo vão de ensaio. ....	23
Tabela 3.4 – Síntese dos resultados obtidos no ensaio de flexão.....	27
Tabela 3.5 – Resultado dos provetes transversais no ensaio de corte interlaminar. ....	29
Tabela 3.6 – Resultados dos provetes longitudinais do ensaio de corte interlaminar.....	31
Tabela 3.7 – Resultados dos ensaios de compressão. ....	33
Tabela 3.8 – Resultados da caracterização do material através dos ensaios de compressão. ....	34
Tabela 3.9 – Valores das medições dos elementos tubulares ensaiados. ....	36
Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de caracterização do material.....	49
Tabela 3.11 – Resultados experimentais à escala real. ....	49
Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do compósito inseridas no modelo numérico. ....	52
Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do aterro e do pavimento.....	57
Tabela 4.3 – Conjunto de acções/combinacões actuantes na situação de projecto. ....	58

# Nomenclatura

## Letras maiúsculas romanas

E	Módulo de elasticidade
$E_{c,x}$	Módulo de elasticidade à compressão na direcção x
$E_{c,y}$	Módulo de elasticidade à compressão na direcção y
$E_{f,x}$	Módulo de elasticidade à flexão na direcção x
F	Força
$F_u$	Força última
$G_{12}$	Módulo de distorção no plano
$G_{13}$	Módulo de distorção no plano
$G_{23}$	Módulo de distorção no plano
I	Momento de inércia
l	Comprimento de provete
K	Rigidez
$K_r$	Coefficiente de rugosidade
L	Vão de ensaio
M	Momento flector a meio vão
$U_x$	Deslocamentos na direcção x
$U_y$	Deslocamentos na direcção y
$U_z$	Deslocamentos na direcção z
$V_x$	coeficiente de variação dos ensaios de resistência à compressão
$W_y$	Módulo elástico na direcção y

## Letras minúsculas romanas

b	Largura da base
e	Espessura
$f_{V_x}$	factor estatístico que majora o valor de $V_x$
h	Altura
i	Raio de giração
$t_{\text{central}}$	Espessura no topo do provete PH# no vão central

## Letras minúsculas gregas

$\gamma$	Densidade
$\gamma_{cv}$	Coefficiente de majoração de cargas variáveis
$\gamma_{cp}$	Coefficiente de majoração de cargas permanentes
$\delta$	Deslocamento a meio vão
$\delta_u$	Deslocamento na rotura
$\varepsilon$	Extensão
$\varepsilon_{fu,x}$	Extensão de rotura por flexão na direcção x
$\varepsilon_{cu,x}$	Extensão de rotura por compressão na direcção x
$\varepsilon_{cu,y}$	Extensão de rotura por compressão na direcção y
$\eta_c$	Factor de conversão que reflecte as condições ambientais a que o material vai estar exposto durante a sua vida útil
$\eta_{cm}$	Factor de conversão que considera os efeitos ambientais de humidade
$\eta_{ct}$	Factor de conversão que considera os efeitos ambientais de temperatura
$\lambda$	Esbelteza
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\sigma$	Tensão
$\sigma_{Ed}$	Valor de cálculo da tensão actuante
$\sigma_{Rd}$	Valor de cálculo da tensão resistente
$\sigma_{Ek}$	Valor característico da tensão actuante
$\sigma_{Rk}$	Valor característico da tensão resistente
$\sigma_{fu,x}$	Tensão de rotura por flexão na direcção x
$\sigma_{tu,y}$	Tensão de rotura por tracção na direcção y
$\sigma_{cu,x}$	Tensão de rotura por compressão na direcção x
$\sigma_{cu,y}$	Tensão de rotura por compressão na direcção y
$T_x$	Tensão de rotura por corte interlaminar na direcção x

## Abreviaturas

ACAD	AutoCAD: programa de desenho auxiliado por computador
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASCE	<i>American Society Concrete Institute</i>
ARMCO	<i>American Rolling Mill Company</i>
CEN	Comité Europeu de Normalização
CFRP	Polímero Reforçado com Fibras de Carbono
EN	Norma Europeia
FRP	Polímero Reforçado com Fibras

GFRP	Polímero Reforçado com Fibras de Vidro
IST	Instituto Superior Técnico
LERN	Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
PA	Passagem Agrícola
PH	Passagem Hidráulica

# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento Geral e Motivação

Nos últimos anos, a reabilitação de estruturas tem assumido uma relevância crescente, devido a diferentes razões, nomeadamente os problemas de durabilidade dos materiais tradicionais, a necessidade de adaptar as estruturas existentes a cargas crescentes ou a novos usos, ou a extensão da vida útil inicialmente definida.

Entre as décadas de 1980 e 2000, em que a rede nacional de estradas e, sobretudo, de autoestradas sofreu um grande alargamento, foi necessário construir muitas Passagens Hidráulicas (PH) e Passagens Agrícolas (PA); para esse efeito, foi utilizada, em larga escala, uma solução construtiva denominada de ARMCO. Esta solução, ilustrada na figura 1.1, consiste em chapas de aço corrugado de pequena espessura, aparafusadas entre si e aplicadas “*in situ*” antes da montagem do aterro.



Figura 1.1 – Exemplo de PH em solução ARMCO [1].

Apesar da solução ARMCO ter sido amplamente utilizada, quer em Portugal, quer no resto da Europa, passados alguns anos após a sua aplicação, verificou-se que a corrosão do material metálico era muito superior à esperada, chegando, por vezes, a comprometer a segurança da obra de arte e da via sobrejacente. Para além da corrosão, o uso desta solução também se revelou propenso a assentamentos excessivos do terreno de fundação, originando grandes fissuras no pavimento da via.

Nos últimos anos, em Portugal, houve alguns casos de aluimentos de estradas devido à perda de resistência mecânica de PH/PA em solução ARMCO, causada pela corrosão do material metálico daquelas tubagens. Em 2016, ocorreram dois casos de aluimento nas autoestradas A41 (figura 1.2) e A14 devido a este mesmo problema. Mais recentemente, em Janeiro de 2020, ocorreu também um abatimento na EN13, provocado pela rotura de uma destas soluções ARMCO. No Anexo A, apresenta-se um registo fotográfico de alguns aluimentos ocorridos em Portugal e noutros países nos últimos 4 anos. O caso mais grave registado até à data deu-se em 2013, quando o aluimento de uma estrada nacional na Polónia provocou duas vítimas mortais.

Uma vez que existem inúmeras passagens deste tipo, construídas aproximadamente na mesma altura, torna-se imperativo encontrar uma alternativa de reabilitação que seja tecnicamente viável, em termos de resistência e rigidez, fácil e rápida de aplicar (sem provocar constrangimentos ao tráfego na via sobrejacente), economicamente viável, durável e resistente à corrosão.



Figura 1.2 – Aluimento da A14 na zona de Maiorca, concelho da Figueira da Foz, 4 de Abril de 2016 [2].

As PH/PA em ARMCO têm sido reabilitadas com diversas soluções, incluindo tecnologias convencionais, com materiais tradicionais, como o betão armado e o aço. Estas soluções apresentam alguns constrangimentos ou limitações, associados às características intrínsecas dos materiais constituintes e/ou ao seu processo de aplicação. Consequentemente, tem havido um interesse crescente, por parte das entidades que gerem infra-estruturas rodoviárias, pela aplicação de soluções de reabilitação com tubos em compósito de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP, do inglês, *glass fibre reinforced polymer*). Esta solução, que será explicada em detalhe na presente dissertação, consiste no encamisamento pelo interior da tubagem de aço existente que apresente problemas de corrosão. O espaço vazio entre o tubo de aço e o tubo de GFRP é posteriormente preenchido com um *grout* cimentício, passando a estrutura a funcionar com uma peça única.

Estes tubos em GFRP têm sido utilizados há largos anos em obras de drenagem e saneamento, onde estão essencialmente submetidos às cargas dos veículos, do terreno e dos fluidos que transportam. Contudo, e não obstante o número crescente de obras de reabilitação de PH/PA nos anos mais recentes, existe muito menos experiência no que se refere à sua utilização em obras de arte deste tipo. Neste contexto, existem dúvidas sobre a viabilidade técnica da utilização estrutural de tubagens em GFRP na reabilitação daquele tipo de infra-estruturas, o que justifica a investigação realizada.

## 1.2 Objectivos e metodologia

No presente trabalho, pretende-se estudar a viabilidade técnica da reabilitação de PH e PA construídas com a solução ARMCO com recurso a entubamento pelo interior com tubos de GFRP.

Para atingir este objectivo, começou-se por realizar uma pesquisa do estado da arte sobre as soluções ARMCO, as suas anomalias e soluções de reabilitação; foi também efectuado um estudo da literatura sobre os materiais compósitos de GFRP e a sua aplicação em reabilitação de estruturas.

Seguidamente, foi desenvolvido um programa experimental para estudar o comportamento mecânico do material GFRP tubular aplicado em obras deste tipo. Para isso, numa primeira fase, foram realizados ensaios mecânicos em provetes retirados de tubos de GFRP, que permitiram determinar as propriedades elásticas e a resistência deste material para diferentes solicitações mecânicas (flexão, compressão, corte no plano e corte interlaminar). Numa segunda fase, foram também realizados ensaios estruturais à flexão em tubos de GFRP à escala real, com o objectivo de estudar o seu comportamento estrutural e capacidade de carga.

O estudo experimental foi complementado com um estudo numérico, em que, numa primeira fase, os ensaios estruturais à flexão foram simulados no programado de elementos finitos SAP2000 (SAP), de forma a complementar a informação obtida nos ensaios. Após a validação do modelo, foi efectuada uma simulação numérica de uma situação de projecto de uma PH, considerando o solo envolvente da tubagem e as cargas de projecto definidas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Com este modelo, em que foram consideradas as propriedades do material obtidas experimentalmente, foram calculadas as tensões máximas em estados limites últimos e as deformações máximas em serviço; a verificação da segurança foi efectuada com base na recente especificação técnica prCEN/TS 19101:2020 “*Design of fibre-polymer composite structures*” [3].

Na fase final da dissertação, foi ainda acompanhada uma obra de reabilitação de uma PH com solução ARMCO, localizada na A33, no nó de Sarilhos Grandes, em que foram aplicados tubos de GFRP. Esta parte do estudo teve como objectivo avaliar os procedimentos construtivos e de controlo de qualidade em obra, nomeadamente na aplicação dos tubos e na execução das suas ligações, de forma a garantir a eficiência estrutural e o tempo de vida útil da obra de reabilitação.

### **1.3 Organização do Documento**

O presente documento está organizado em seis capítulos, cujo conteúdo é sumarizado nos parágrafos seguintes.

Capítulo 1 – Introdução. Este capítulo apresenta uma breve introdução ao tema da dissertação, expondo o contexto do problema e a motivação do estudo, apresentando também a importância e o impacto potencial da dissertação. Neste capítulo, descrevem-se também os objectivos a alcançar, a metodologia implementada e a forma como este documento está organizado.

Capítulo 2 – Estado da arte. Neste capítulo, apresenta-se de forma detalhada a solução ARMCO, as suas principais anomalias e técnicas de reabilitação. Apresenta-se também o uso de materiais compósitos ao longo da história, as principais características deste novo material e as suas aplicações, entre as quais a reabilitação de passagens hidráulicas e agrícolas.

Capítulo 3 – Estudo experimental. Neste capítulo, apresenta-se o procedimento experimental adoptado e os resultados obtidos nos ensaios. O capítulo está dividido essencialmente em duas partes: uma

primeira, correspondente ao estudo do comportamento mecânico do material compósito dos tubos de GFRP, e uma segunda parte, correspondente aos ensaios à flexão dos tubos à escala real até à rotura.

Capítulo 4 – Estudo numérico. Neste capítulo, apresenta-se o estudo numérico, com recurso ao programa de elementos finitos SAP2000. Começa-se por apresentar a simulação dos ensaios à flexão dos tubos à escala real. De seguida, apresenta-se o estudo da situação de projecto, relativa a uma obra de reabilitação de uma PH, incluindo a verificação de segurança da tubagem em GFRP com base na especificação técnica prCEN/TS 19101:2020.

Capítulo 5 – Acompanhamento de obra. Neste capítulo, com base em conceitos teóricos e no acompanhamento de uma obra de reabilitação, é apresentado o faseamento construtivo e os principais aspectos de controlo de qualidade neste tipo de obras de reabilitação com tubagens em GFRP, incluindo a união entre tubos pré-fabricados, a sua ligação à estrutura existente a reabilitar e os acabamentos em geral.

Capítulo 6 – Conclusões e desenvolvimentos futuros. Neste último capítulo, apresentam-se as principais conclusões do trabalho desenvolvido na dissertação e, também, sugestões para desenvolvimentos futuros referentes a esta nova tecnologia de reabilitação.



## 2 Estado da Arte

### 2.1 Considerações iniciais

Quando se constrói um aterro sobre um vale ou uma linha de água, deverá ser construída uma passagem que assegure a respectiva drenagem. Tal torna-se particularmente relevante quando se trata do atravessamento de um curso de água. No caso de ser necessário construir uma estrada que cruze um curso de água com um caudal significativo, a simples construção de um aterro irá funcionar como uma barragem. Se a água não for canalizada de forma a atravessar o aterro, esta irá acumular-se até o conseguir transpor ou destruir. É, portanto, essencial projectar passagens hidráulicas que assegurem o escoamento da água, quer para um caudal normal, quer para um caudal de cheia, sem que seja comprometida a segurança das faixas de rodagem.

No início do projecto das estradas e autoestradas, procura-se encontrar uma solução para este problema que seja economicamente viável, durável, de fácil construção e, acima de tudo, segura. Isto implica assegurar a passagem da água sem que seja comprometida a segurança estrutural da via. A finalidade das passagens inferiores pode ser hídrica (PH) ou para assegurar a passagem de animais ou máquinas agrícolas (PA).

Para a execução daquele tipo de infra-estruturas, têm sido utilizadas maioritariamente as seguintes três alternativas: (i) módulos pré-fabricados de betão com secção tubular quadrada/rectangular (Box-Culvert), (ii) manilhas circulares também pré-fabricadas de betão e (iii) tubos de aço corrugado. A esta última alternativa é frequentemente atribuído o nome comercial de solução ARMCO.

A solução ARMCO, que apresenta vantagens construtivas, foi vastamente aplicada entre as décadas de 1980 e 2000, seguindo o exemplo de alguns países, como a França e os Estados Unidos, entre outros. Contudo, antes de ser atingida a vida útil destas estruturas prevista em projecto, constatou-se que estas apresentavam uma corrosão muito superior à esperada. Com o aumento da corrosão, a espessura das chapas de aço diminui ao ponto de, por vezes, chegar a comprometer a segurança da estrutura.

Para colmatar este problema frequente da solução ARMCO, foram desenvolvidas algumas soluções de reabilitação, entre as quais se destacam o reforço com betão armado na zona de soleira ou em toda a secção, e o reforço com tubos pré-fabricados quer de aço, quer de betão. É neste contexto da reabilitação de PH/PA com a solução ARMCO através da introdução de novos tubos que surge a alternativa da utilização de materiais compósitos.

Neste segundo capítulo, são apresentadas, primeiramente, as características geométricas e as principais patologias - que comprometem o desempenho estrutural - da solução ARMCO e as suas alternativas de reabilitação que têm vindo a ser mais recorrentes. Em seguida, são introduzidos os materiais compósitos, as suas utilizações na construção e as suas principais características estruturais. Por fim, apresentam-se algumas reabilitações já executadas com recurso a esta nova tecnologia.

## 2.2 Tecnologia ARMCO para a execução de PH e PA

### 2.2.1 Enquadramento histórico

Devido aos seus reduzidos custos (face às restantes alternativas à época) e à sua facilidade e rápida aplicação, a solução ARMCO foi frequentemente adoptada para a construção de passagens subterrâneas de estradas construídas um pouco por todo o mundo. Outras vantagens desta técnica são a grande versatilidade de dimensões dos diâmetros (de 0,15 m a 9 m) e a reduzida manutenção que se pensava que esta solução oferecia [4]. Em Portugal, a solução ARMCO foi maioritariamente adoptada entre as décadas de 1980 e 2000. Contudo, a corrosão do material destes tubos tem-se vindo a revelar um problema crítico para estas construções, exigindo planos de manutenção e inspecções regulares. A inexistência de monitorização indispensável destas construções tem-se vindo a revelar crítica [5].

Este subcapítulo tem como principal objectivo explicar, de forma detalhada, a solução ARMCO. O nome ARMCO foi adoptado por corresponder às iniciais de uma das maiores empresas americanas de produção de peças de aço: *American Rolling Mill Company*. Esta empresa, hoje detida pela *AK Steel*, foi a primeira a produzir esta solução.

### 2.2.2 Características geométricas e estruturais

Como referido, a tecnologia ARMCO consiste na utilização de chapas de aço corrugado aparafusadas entre si, às quais é possível dar a forma que se pretende, podendo ser utilizadas para a construção de PA e de PH. Estas geralmente apresentam geometrias circulares (mais comuns), ovóides ou em arco, com dimensões variadas, que podem atingir um diâmetro ou abertura máxima de 9 m [6].

Estas estruturas caracterizam-se por serem muito flexíveis, sendo a pressão do solo essencial para a sua capacidade mobilizadora de carga. Ou seja, são estruturas cujo comportamento estrutural tem de ser estudado tendo em conta a interacção solo-estrutura. A estrutura deforma-se essencialmente para fora nas zonas laterais e para dentro nas zonas superior e inferior (figura 2.1). A chapa, ao ser ondulada, consegue acomodar ligeiras deformações na direcção transversal sem que sejam geradas grandes tensões na estrutura. Assim, é possível instalar estas tubagens com uma contra-flecha, sem que tal comprometa o seu comportamento estrutural. Esta contra-flecha permite que, após a actuação do peso próprio do aterro, a estrutura final adquira, em segurança, a geometria desejada [7].

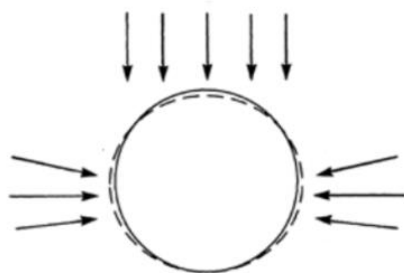


Figura 2.1 – Esquema de pressões a que a estrutura ARMCO é submetida e deformações correspondentes (a tracejado) [7].

### 2.2.3 Patologias presentes em passagens que necessitam de reabilitação

Todas as PH em ARMCO existentes foram projectadas para uma vida útil mínima de 50 anos. Contudo, após alguns anos, ao serem realizadas inspecções, verificou-se um estado de degradação demasiado avançado em inúmeras dessas passagens.

Em 2011, com o aluviamento da primeira estrada em Portugal devido à rotura de uma PH, o processo de inspecções deste tipo de infra-estruturas acelerou, tendo-se começado a proceder a um plano de reparação das passagens desta tipologia em diversas redes de estradas. Estas inspecções procuram identificar patologias visuais, deformações excessivas, verificar se o diâmetro da secção se mantém constante, assegurar que as bocas de entrada e saída se encontram desentupidas e avaliar as condições gerais do talude de aterro e da via [8]. Geralmente, estas inspecções terminam com a atribuição à passagem de uma classificação quanto ao seu estado de conservação.

Como referido, a principal patologia associada à solução ARMCO consiste na perda de material resistente da chapa de aço por corrosão. A água ( $H_2O$ ), ao entrar em contacto com o ferro ( $Fe$ ), na presença de oxigénio ( $O_2$ ), começa a reagir com este, levando à sua corrosão.

Para proteger as chapas da corrosão, estas possuem uma protecção em zinco. Nas inspecções, para aferir o grau de degradação das chapas, são frequentemente utilizados dois aparelhos: (i) um medidor da camada de protecção de zinco, em micrones ( $\mu m$ ); (ii) um paquímetro, que mede a espessura da chapa de aço. As mudanças climáticas severas, a poluição industrial e a chuva ácida são problemas que afectam não só as condições das águas superficiais, mas também estruturas como as PH. Uma das explicações para a diminuição acelerada da espessura das chapas de aço está relacionada com o aumento do pH da água em certas zonas, em especial nas zonas industriais.

Na figura 2.2, ilustra-se o efeito da corrosão numa PH. A zona de soleira corresponde à zona mais escura que, no Inverno, é preenchida por água. Na figura, à esquerda, é visível que a parte inferior da ondulação da chapa desapareceu por completo. Devido às forças axiais presentes na estrutura e à perda da resistência da chapa, como se pode observar na figura, à direita, a base do tubo começa a levantar, dando origem a um mecanismo de colapso.



Figura 2.2 – Pormenor da corrosão ao nível de soleira identificado numa inspecção a uma PH.

## 2.2.4 Soluções de reabilitação

Na reabilitação destas estruturas, um dos principais objectivos consiste em garantir que o tráfego que circula na via não é afectado. Qualquer solução de reparação deve, portanto, interferir o mínimo possível com a estrada. Assim, a única alternativa que cumpre este requisito consiste em proceder a reparações a partir do interior das tubagens degradadas; de facto, uma intervenção pelo exterior implicaria escavar o aterro adjacente, provocando, no mínimo, um corte parcial da via.

No caso de existirem vazios no solo envolvente, o primeiro passo é sempre proceder ao seu enchimento. Para isso, são geralmente injectadas caldas sob pressão, para que sejam preenchidos todos os espaços vazios. Em seguida é necessário optar entre um reforço pontual ou pela reabilitação total da passagem. Nos casos em que esta se encontra muito degradada, as soluções mais comuns são as seguintes (figura 2.3):

- A. Reforço com betão em toda a secção – solução muito utilizada, uma vez que o betão pode ser aplicado em passagens com quaisquer dimensões com diâmetro superior a 1 m. Neste caso, pode ser gerido o aumento de vida útil da estrutura consoante o recobrimento aplicado. Esta solução tem a desvantagem de ser muito demorada, uma vez que é necessário colocar armaduras e cofragem em toda a secção.
- B. Reforço com betão apenas ao nível de soleira – muitas vezes, o custo de reparação e o estado da passagem não justificam uma reparação em toda a secção. Isto porque geralmente a zona mais afectada é aquela que se encontra em contacto com a água. Nestes casos, é feita apenas uma reparação ao nível da soleira.
- C. Reforço com estruturas de aço – esta solução consiste em colocar uma nova solução ARMCO dentro da tubagem danificada. Esta solução não é muito aplicada uma vez que se trata de uma alternativa que não resolve o problema a longo prazo.
- D. Reforço com materiais compósitos – esta solução é apresentada com maior detalhe no subcapítulo 2.4.



Figura 2.3 – Diferentes soluções de reabilitação de passagens ARMCO: A) aplicação de betão em toda a secção [9]; B) aplicação de betão ao nível de soleira; C) reforço com nova tubagem de aço [9]; D) solução em GFRP.

## 2.3 Materiais compósitos GFRP para reabilitação de estruturas

### 2.3.1 Enquadramento histórico

O primeiro relato de um material polímero sintético foi anunciado no *New York Times*, em 1909, por Leo Baekeland, que afirmava ter descoberto uma nova substância química, a baquelite [10]. Este foi o primeiro material plástico produzido a partir de resinas sintéticas. Contudo, só em 1932, com o início da produção em massa de rolos de fibra de vidro, é que se iniciou a utilização de materiais compósitos. Nessa altura, no fim da década de 1930, as aplicações mais significativas estavam relacionadas com a utilização deste polímero reforçado com fibras de vidro na construção de barcos e de aviões.

Em 1950, a indústria petrolífera começou a optar por utilizar tubagens à base deste material. A sua pouca rugosidade, a sua grande resistência a meios quimicamente agressivos e o seu fácil transporte são características que convenceram esta indústria [11]. Foi também nesta década que este material começou a ser utilizado na construção de novas casas, com arquitecturas e formas arrojadas. Contudo, devido à falta de estudos à data, este novo material ainda não era utilizado frequentemente com fins estruturais na construção. Em 1960 o estudo deste material aumentou muito significativamente, tendo começado a ser utilizado em indústrias como a do papel e da produção eléctrica (como isolante). Começaram também a ser explorados novos compósitos com fibra de carbono, com elevadas propriedades mecânicas, com o objectivo de dar resposta às novas exigências das indústrias aeronáutica e aeroespacial. Todavia, esta ainda não era uma alternativa muito utilizada noutras aplicações, por ser bastante onerosa, apenas possível em nichos de mercado, como o sector aeroespacial [12].

Entre 1970 e 1980, a indústria automóvel passou a ser a maior consumidora de materiais compósitos, começando também a verificar-se um aumento muito significativo do uso destes materiais na construção. O desenvolvimento de novas tecnologias de produção permitiu também uma maior exploração deste material, que se mostrava agora mais resistente e economicamente mais acessível. Contudo, devido à ausência de conhecimento sobre vários aspectos destes materiais e à inexistência de quaisquer códigos de dimensionamento (até à década de 1990), estes eram essencialmente utilizados na construção por engenheiros ligados directamente à respectiva produção, por serem os que melhor conheciam o material. Bank [13] explica que, apesar da inexistência destes códigos de dimensionamento, desde meados da década de 1990 que alguns engenheiros e arquitectos começaram a projectar, de forma mais corrente, com compósitos. Estes projectos baseavam-se muitas vezes em resultados de ensaios experimentais ou publicados em artigos científicos.

Actualmente, quer na construção nova, quer na reabilitação, existem cada vez mais situações em que é possível optar por materiais compósitos. Presentemente, já são produzidos diversos produtos a partir de materiais compósitos: varões para armadura interior de betão; cabos de pré-esforço para betão e para uso em pontes suspensas; laminados e mantas de reforço; perfis estruturais; painéis sanduíche e tubos de quaisquer dimensões. Todos estes produtos têm tido uma crescente utilização, em construção nova e reabilitação. No caso concreto da reabilitação de peças estruturais, em que a durabilidade, a sustentabilidade e a resistência mecânica são características fundamentais, o uso de compósitos de

polímero reforçado com fibras de carbono (CFRP) ou de vidro (GFRP) tem-se revelado uma alternativa cada vez mais adoptada.

### **2.3.2 Características gerais dos materiais GFRP**

O conhecimento do funcionamento dos materiais compósitos implica conhecer, em primeiro lugar, quais os seus materiais constituintes. Os materiais compósitos resultam da combinação de dois materiais, as fibras e a matriz polimérica, com o objectivo de tirar o melhor proveito de cada um. As fibras conferem rigidez e resistência ao compósito, e a resina assegura a transmissão das tensões entre as fibras, mantendo-as estáveis e protegendo o material compósito dos agentes externos, conferindo-lhe durabilidade. Os diferentes tipos de materiais compósitos disponíveis no mercado variam consoante o tipo de resina utilizada na matriz e da fibra. Consoante a variação dos materiais constituintes dos compósitos, estes conseguem apresentar uma larga variedade de campos de aplicação.

As fibras são essencialmente filamentos de nano diâmetro que podem ser de vidro, de carbono e de aramida. As fibras de aramida são caracterizadas por terem uma elevada resistência térmica e módulo de elasticidade intermédio. As fibras de carbono apresentam resistências ainda mais elevadas, com um módulo de elasticidade que pode variar entre 170 GPa e 400 GPa dependendo do fim a que se destinam, tendo uma vasta aplicação na indústria aeroespacial. As fibras de vidro são as mais utilizadas na produção de materiais compósitos (cerca de 75%). Na presente dissertação, os materiais compósitos objecto do estudo são reforçados com fibras de vidro, pelo que a descrição seguinte incide sobre este tipo de fibras.

Existem actualmente vários elementos estruturais construídos com materiais compósitos de GFRP, por exemplo, varões, perfis e painéis sanduíche com faces de GFRP. Por vezes, o GFRP é também utilizado em reforços estruturais, na forma de mantas. Existem diferentes tipos de fibra de vidro, sendo que o mais usado é o vidro E. As outras variedades, como os vidros do tipo A, C e S, são utilizados em elementos estruturais que tenham requisitos específicos [13]. A fibra de vidro é produzida a uma temperatura (de fusão) de aproximadamente 1400 °C, tem cor branca a olho nu e, normalmente, é entregue ao fabricante do compósito em rolos.

À semelhança das fibras, existem também diferentes tipos de matriz polimérica, que variam consoante os seus constituintes. Estas podem ser essencialmente de dois tipos: termoplásticas ou termoendurecíveis. Nas termoendurecíveis, as ligações moleculares possuem arranjos tridimensionais com ligações covalentes fortes, ao passo que as termoplásticas apresentam cadeias moleculares lineares com ligações fracas (ligações Van der Waals). As resinas termoplásticas podem ser reaquecidas e remoldadas sem alterar a sua composição química, enquanto que as termoendurecíveis não são recicláveis, uma vez que o seu aquecimento altera quimicamente as mesmas, tornando o processo irreversível. Actualmente, as resinas mais usadas na construção com fins estruturais são as termoendurecíveis, porque as suas ligações moleculares são mais fortes, o que lhes confere melhores propriedades mecânicas. Por outro lado, as resinas termoendurecíveis garantem maior estabilidade térmica, maior resistência química, apresentam menor viscosidade (conferindo melhores condições de trabalhabilidade e adesão entre as fibras) e têm um custo de fabrico menos oneroso do que as

termoplásticas. Estas características explicam o facto de a maior parte dos compósitos de fibra de vidro usados para fins estruturais serem constituídos por matrizes poliméricas termoendurecíveis [14].

Com o fim de melhorar as propriedades das matrizes poliméricas, existem ainda aditivos e *fillers* que podem ser aplicados de forma a melhorar/ajustar algum aspecto concreto do comportamento final do compósito. Os *fillers* são usados geralmente para reduzir o preço de produção. A escolha dos aditivos depende, essencialmente, do tipo de aplicação para o qual se destina o material em fabrico. Estes podem ser, por exemplo, retardadores de chama, pigmentos e inibidores de radiação UV [12].

Alguns valores típicos das propriedades mecânicas da fibra de vidro e das resinas termoendurecíveis mais correntes são, respectivamente, as seguintes: densidade,  $\gamma = 26$  e  $12 \text{ kN/m}^3$ ; módulo de elasticidade,  $E = 73$  e  $4 \text{ GPa}$ ; tensão máxima de tracção,  $\sigma_{tu} = 3400$  e  $65 \text{ MPa}$ ; extensão máxima à tracção,  $\epsilon = 2,5$  e  $5 \%$  [13]. Existe, portanto, uma grande discrepância entre as propriedades mecânicas das fibras e das resinas. Comparando estes valores, verifica-se que o módulo de elasticidade e a tensão máxima de tracção são muito mais elevados nas fibras, confirmando-se assim que a resistência mecânica é conferida pelas fibras e que a resina tem sobretudo um papel de união e de protecção.

A larga maioria dos materiais compósitos em GFRP é produzida, essencialmente, através de dois processos: pultrusão ou laminação manual. A pultrusão é o principal processo de fabrico de perfis, laminados, varões e cabos de pré-esforço. É um processo contínuo e relativamente económico que, numa primeira fase, junta a resina às fibras e dá forma ao componente que se pretende produzir, através de um molde (aquecido), sendo que, numa segunda fase, o componente solidifica no interior desse molde, de forma controlada, saindo do mesmo com a forma final pretendida.

O método de laminação manual consiste em ir aplicando sucessivas camadas de fibras impregnando-as com a resina. Geralmente, este método é utilizado sobre um molde que por sua vez, é descofrado, obtendo-se a forma pretendida (muito utilizado na produção de barcos), mas que também pode ser utilizado para reforço estrutural.

O método de enrolamento filamental, apesar de menos utilizado na indústria de produção de materiais compósitos, é a melhor solução para a produção de tubos. Este método consiste em enrolar os filamentos de fibra em torno de um molde que, rodando sobre si mesmo, dá origem ao tubo final. O princípio de fabrico é semelhante ao da pultrusão: o processo consiste em unir a resina (aplicada num banho) às fibras de vidro, à medida que a peça vai sendo moldada na sua forma final. Este método, ilustrado na figura 2.4, é o método mais eficiente para produzir tubos com diâmetros de grandes dimensões.

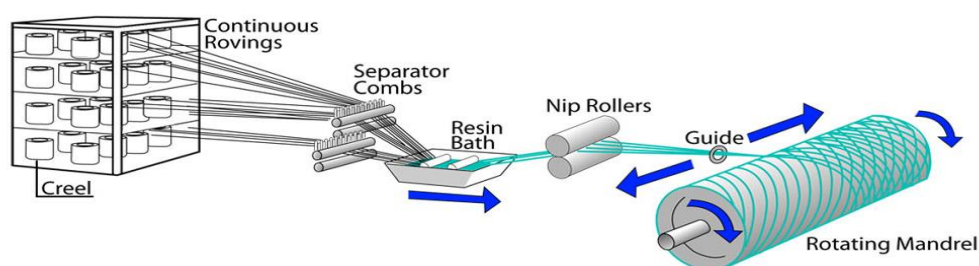


Figura 2.4 – Método de enrolamento filamental [15].



Este processo de fabrico tem demonstrado inúmeras vantagens tais como: versatilidade de diâmetros e espessuras; facilidade de transporte; custo de produção reduzido; grande capacidade de produção; boas propriedades mecânicas; elevada durabilidade e boa resistência à corrosão em meios quimicamente agressivos. Todas estas características têm vindo a incrementar, de forma substancial, o consumo deste tipo de tubagens nos últimos anos. Geralmente, o compósito para estas aplicações resulta da combinação de resina de viniléster (termoendurecível) com fibra de vidro [16].

### **2.3.3 Campos de aplicação dos materiais GFRP em reabilitação.**

Devido às características já apresentadas, os materiais compósitos têm vindo a substituir o aço em algumas aplicações da construção. O aço, nos últimos 100 anos, desempenhou um papel fundamental na construção, devido à sua elevada resistência mecânica, que permitiu a construção de edifícios, maiores e mais altos. Contudo, este material apresenta algumas desvantagens, sendo a mais relevante a sua susceptibilidade à corrosão. Por outro lado, uma das grandes vantagens do uso de compósitos de GFRP reside precisamente na sua capacidade de resistir a meios quimicamente adversos. Outra das vantagens do uso de compósitos de GFRP em estruturas é a sua considerável maior leveza que o aço, sendo quatro vezes mais leve.

Alguns exemplos concretos da reabilitação estrutural com materiais compósitos incluem o reforço com laminados e mantas (geralmente de CFRP) à flexão e ao esforço transversal de vigas e lajes, e o reforço axial de colunas através do seu confinamento. Também têm sido utilizados cabos, varões e perfis em reabilitação de estruturas existentes.

No caso da reabilitação de tubos, uma das aplicações mais correntes consiste na colocação, por dentro do tubo que se pretende reabilitar, de um novo tubo de material compósito, que pode ter ou não funções estruturais. Numa ligação sanitária ou numa conduta de água, este tipo de reabilitação é feito com o objectivo de preservar as condutas, assegurar o bom escoamento da água (sem perdas por furos) e de evitar a sua poluição. Nestes casos, o novo tubo de GFRP a ser colocado não necessita de uma resistência mecânica muito elevada. O mesmo já não acontece com as PH/PA; nestes casos, é exigido ao compósito que apresente elevada resistência mecânica, uma vez que, no dimensionamento da reabilitação, a contribuição estrutural do tubo existente (geralmente, de aço) é desprezada, devendo o tubo de GFRP assegurar a segurança estrutural da passagem.

A solução de reabilitação mais simples com tubos em compósitos consiste no encamisamento pelo interior de um novo tubo de GFRP, que é produzido em fábrica com as suas dimensões finais e é colocado directamente em obra. Contudo, geralmente não é possível optar por esta solução devido ao seu transporte e às condições de acessibilidade à conduta que por vezes tornam a colocação de um tubo comprido fisicamente impossível. Para que seja possível colocar um tubo de GFRP dentro de uma conduta de água já desgastada, e visto que estas condutas normalmente têm acessos difíceis, muitas vezes, o único acesso é através das caixas de visita. Para isso, têm vindo a ser desenvolvidas várias técnicas que permitem a reabilitação em material compósito em zonas de difícil acesso. Duas dessas técnicas mais inovadoras são conhecidas por *Cured In Place Pipe (CIPP)* e *Ribline*. Estas soluções são



geralmente utilizadas em reabilitações de tubos de pequena dimensão e não desempenham funções estruturais [17].

A tecnologia CIPP envolve uma manga de fibra de vidro e resina de poliéster que é aplicada *in situ*, sendo insuflada com ar comprimido, e posteriormente curada com água quente ou por radiação UV. A tecnologia *Ribline* consiste no enrolamento (tipo “sem fim”) de uma manga de fibra de vidro que chega à obra em estado amolecido, em grandes rolos e com pouca espessura, em que cada tira encaixa na tira anterior até perfazer toda a extensão desejada. Os remates e aberturas finais são feitos apenas depois da cura ser concluída (figura 2.5).



Figura 2.5 – Duas tecnologias inovadoras na reabilitação de tubagens: à esquerda, a Solução CIPP antes e depois de ser aplicada [17]; e, à direita, solução Ribline [18].

#### 2.3.4 Códigos para dimensionamento de estruturas GFRP

Desde as primeiras utilizações de materiais compósitos, são efectuados ensaios laboratoriais para determinar as suas propriedades mecânicas. Contudo, ao contrário das estruturas construídas com materiais tradicionais, como o aço e o betão armado, para os quais já existem vários códigos de dimensionamento (como os Eurocódigos), ainda não existe nenhum regulamento internacional para o dimensionamento de estruturas em materiais compósitos. Até à data, o dimensionamento tem sido efectuado com base no conhecimento sobre as propriedades mecânicas e em manuais, fornecidos pelos fabricantes, ou em artigos científicos. Algumas das dificuldades desta normalização estão relacionadas com a vasta variedade de produtos feitos a partir deste material, os contínuos aperfeiçoamentos da forma de produção e a dificuldade no dimensionamento das ligações [19].

De entre os vários produtos em materiais compósitos, alguns já têm regulamentos com uma aceitação generalizada. Para o dimensionamento de reforços estruturais para betão armado, um dos documentos mais importantes foi desenvolvido pelo Instituto Americano de Betão (ACI) e intitula-se “*ACI 440.2R-17 (2017) – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*” [20]. Outro documento relevante para o dimensionamento de estruturas usando materiais compósitos é o “*Pre-Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) of Pultruded Fiber Reinforced Polymer (FRP) Structures*”, publicado por uma associação americana de fabricantes de compósitos em colaboração com a Sociedade Americana de Engenheiros Civis (ASCE) [21].

A nível Europeu, em 2002, o Comité Europeu de Normalização (CEN) publicou a norma europeia EN 13706 [22], que define um conjunto de especificações para perfis produzidos por pultrusão. Esta norma estabelece métodos de ensaios para determinar várias propriedades dos materiais. Contudo, este

documento não é um código de dimensionamento [12]. Mais recentemente, o CEN tem vindo a desenvolver uma especificação técnica para o dimensionamento de estruturas em compósitos [3], nomeadamente, laminados (para placas e cascas), perfis e painéis sanduíche, que poderá dar origem a um futuro Eurocódigo para estes materiais.

## 2.4 Utilização de estruturas tubulares GFRP na reabilitação de PH/PA

### 2.4.1 Características gerais e tipologias das soluções tubulares

Com o avançar do tempo de serviço, a degradação dos tubos ARMCO aumenta, devido a acções físicas, como abrasão, e a acções químicas, ocorrendo alterações nas propriedades do material. Estas acções dão origem a um aumento na taxa de deterioração do tubo, desencadeando uma necessidade de reabilitação antes que a sua vida útil de projecto seja atingida [23]. Consoante o tipo de patologia que a estrutura apresenta, existem diversas soluções de reabilitação, descritas no subcapítulo anterior. Daqui em diante, irá apenas ser analisada a alternativa de entubamento parcial ou completo da passagem com compósitos de GFRP. A figura 2.6 apresenta um exemplo de reabilitação com esta tecnologia.

Dependendo das características do local, estes tubos geralmente apresentam comprimentos que variam entre 1 m e 12 m, diâmetro entre 0,80 m e 5 m, e espessura de parede entre 3 cm e 8 cm. Estes tubos são colocados, um a um, *in situ* e ligados uns aos outros, na sua posição final, através de um batente ou de uma ligação simples macho-fêmea. Esta ligação será explicada no ponto 2.4.3.

Importa referir que a escolha dos tubos depende muito do fabricante, que muitas vezes é responsável pelo desenvolvimento do projecto; assim, é aconselhável que seja fornecido ao fabricante toda a informação necessária sobre o terreno e a obra de reabilitação, incluindo o estado geral em que se encontra a passagem, a altura do aterro, o caudal a ser escoado e as principais condicionantes do local.



Figura 2.6 – Exemplo de reabilitação com entubamento em fibra de vidro.

### 2.4.2 Dimensionamento com compósitos de GFRP

Como referido, as normas que irão permitir o dimensionamento de estruturas em compósitos de GFRP ainda se encontram em desenvolvimento, nomeadamente na Europa. Recentemente, têm vindo a ser desenvolvidos esforços para desenvolver um guia de dimensionamento e aplicação em obra para esta solução específica de reabilitação de PH /PA, por engenheiros de várias concessionárias europeias,

por projectistas e pelos próprios produtores destes tubos. A existência de uma norma para o dimensionamento destas infra-estruturas seria vantajosa, já que diminuiria as incertezas associadas ao uso deste material nesta aplicação, possibilitando a mais construtores optar por esta solução.

Até agora, as obras de reabilitação de PH/PA com compósitos têm sido dimensionadas pelos fabricantes com base em documentos e normas aplicáveis a tubagens e não especificamente a PH. A este respeito, foi efectuada uma reunião com os produtores de tubos em compósito AMIBLU, em que esta empresa deu acesso ao programa de cálculo que utiliza para determinar as dimensões dos tubos para a reabilitação de PH. Neste programa [24], têm de ser introduzidos alguns dados de *input* que são fornecidos pela entidade que encomenda os tubos. Esses parâmetros incluem a geometria do aterro, a geometria da passagem, a altura do nível freático em caso de cheia, o caudal de projecto e o tipo de veículos a considerar. Importa referir que contribuição estrutural da estrutura metálica (ARMCO) presente no local, para efeitos de dimensionamento, é desprezada. Devem também ser definidos os coeficientes de majoração de acções e de minoração de resistências. Com estes valores de entrada, o programa calcula as cargas actuantes e, conseqüentemente, as dimensões da tubagem de GFRP a utilizar na reabilitação. Para esse efeito, o programa faz uma série de cálculos de forma a verificar a segurança para situações de curto e longo prazo, alternando a altura do nível freático e as sobrecargas actuantes. Para quaisquer dos casos, devem sempre ser verificadas as seguintes condições:

- Deformação máxima em qualquer ponto inferior à deformação aceitável;
- Tensão máxima de compressão ou tracção em qualquer secção inferior à correspondente tensão de dimensionamento.

A determinação dos esforços actuantes, dos esforços resistentes e dos coeficientes parciais utilizados por este programa foram retirados da norma alemã DWA-A 143 [25]. Esta norma tem sido a mais utilizada em toda a Europa para o cálculo estrutural deste tipo de obras de reabilitação.

Na presente dissertação, para estudar a viabilidade estrutural desta solução, as resistências do material foram calculadas experimentalmente (capítulo 3) e os esforços actuantes foram obtidos numericamente, através do método dos elementos finitos (capítulo 4).

### **2.4.3 Processo construtivo**

Para a aplicação dos tubos de GFRP, em primeiro lugar, é necessário realizar trabalhos preliminares. Estes dependem não só do estado de conservação da PH/PA, mas também do estado dos taludes e do acesso à conduta. Apesar de alguns factores serem imprevisíveis e variarem de obra para obra, há trabalhos que são comuns a todas as intervenções desta natureza. A desmatação dos taludes, o desvio de águas do interior da obra, a remoção dos solos assoreados e a limpeza geral do tubo a reabilitar são alguns exemplos de trabalhos preliminares necessários na grande maioria dos casos. Após a recepção em obra dos tubos de GFRP, deve ser validada a sua geometria e deve-se confirmar que os tubos não sofreram danos durante o transporte.

O segundo passo consiste em colocar os novos tubos dentro do tubo degradado. Para isso, deve ser aplicada uma estrutura longitudinal, tipo carril, sobre a qual os tubos se irão deslocar. Concluída esta etapa, os tubos são geralmente empurrados até à sua posição final com o auxílio de uma giratória ou

guincho mecânico. Os tubos são ligados uns aos outros através de juntas que dependem do fornecedor dos tubos, existindo essencialmente dois tipos de ligação: (i) um deles consiste numa ligação macho-fêmea, sendo, nesse caso, apenas colocado silicone antes do encaixe; (ii) o outro tipo consiste numa ligação assegurada por dois batentes. Em qualquer dos casos a ligação requer a maior atenção e controlo, de forma a não comprometer o desempenho da estrutura. Caso esta ligação não seja bem efectuada, esta será seguramente a primeira fonte de origem de patologias.

À medida que estes trabalhos são executados, é também necessário ligar os tubos com travamentos ao tubo receptor, de forma a evitar que, devido aos impulsos ascendentes causados pelo *grout* (a aplicar posteriormente), os tubos se desloquem. Depois de serem ligados todos os tubos, procede-se ao tamponamento das extremidades e, assim que esta tarefa esteja concluída, pode ser iniciada a injeção do *grout*. A injeção deste *grout* deve ser feito de forma faseada para garantir a homogeneidade ao longo da passagem e por forma a garantir uniformidade nos impulsos. Uma vez unida a nova tubagem à antiga, são efectuados alguns acabamentos, tais como pinturas, remates das bocas de entrada e saída, e montagem de dissipadores de energia a montante e/ou jusante, consoante as necessidades.

No capítulo 5 ilustra-se a aplicação desta solução construtiva numa obra de reabilitação, terminada em Outubro de 2020, localizada no nó de Sarilho Grandes da A33.

#### **2.4.4 Exemplos de aplicação**

Actualmente, em Portugal, já existem vários exemplos de reabilitações, de PH construídas com a solução ARMCO, com recurso a compósitos de GFRP. Dessas reabilitações, como já referido, nem todas consistiram no entubamento. Uma das primeiras reabilitações deste tipo feita em Portugal ocorreu em 2014. De acordo com o Eng. Fernando Sousa (responsável por esta obra), um ano antes, em 2013, foi efectuada outra reabilitação, de uma passagem ARMCO, em que foi considerado efectuar um entubamento com material compósito, por ser mais barato, mais leve e muito mais fácil de aplicar em obra. Contudo, devido às incertezas sobre o comportamento do material, optou-se por colocar um novo tubo de aço dentro do antigo. Por comparação com a solução em GFRP, o custo estimado e o tempo de obra foram respectivamente o dobro e o triplo.

Em 2018, realizou-se outra intervenção deste género. Esta estrutura, ilustrada à esquerda da figura 2.7, apresentava inúmeras anomalias. As ligações metálicas encontravam-se bastante degradadas; por outro lado, foram feitas algumas medições do diâmetro em várias secções que mostraram que, em alguns pontos localizados, as deformações eram consideráveis. Esta estrutura havia sido projectada em aço, em 1997, tendo 1,90 m de diâmetro e 40 m de extensão. Após os normais procedimentos explicados na secção anterior, a figura 2.7 mostra a obra antes e depois da reabilitação.

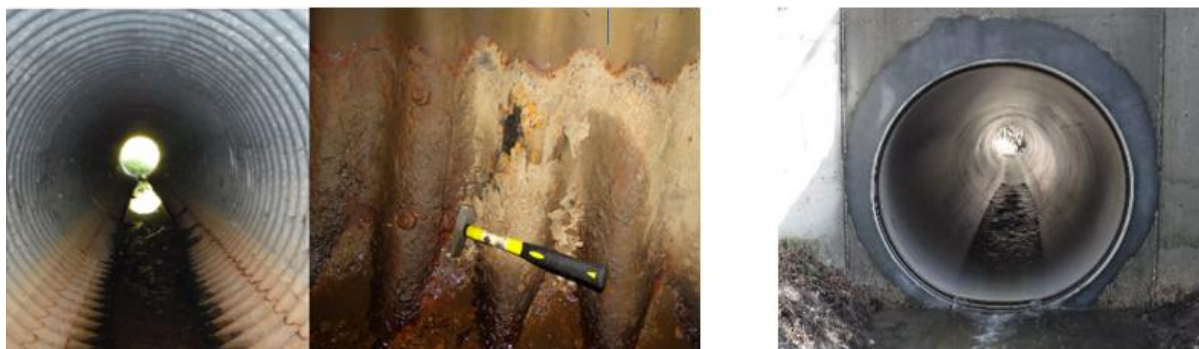


Figura 2.7 – Exemplo de reabilitação executada em 2018: à esquerda o estado de conservação antes da obra; ao centro, pormenor da ferrugem presente no local; e, à direita, o estado final depois da reabilitação.

## 2.5 Considerações finais

Pelo facto de a vida útil das estruturas construídas com diferentes materiais ser limitada, torna-se necessário desenvolver soluções sustentáveis de manutenção e reabilitação das obras existentes.

As PH e PA construídas com a solução ARMCO têm apresentado diversas patologias muito antes de ser atingida a sua vida útil de projecto, em particular a corrosão do material metálico, que tem, inclusivamente, provocado o colapso de algumas obras. Consequentemente, têm sido desenvolvidas diversas soluções de reabilitação, entre as quais a aplicação de tubos em compósito de GFRP pelo interior do material metálico, ligado a este com *grout*. Esta solução de reabilitação, já com diversas aplicações em Portugal e noutros países, tem-se mostrado económica e rápida.

Pelo facto de ainda não existirem normas para o dimensionamento destas soluções de reabilitação, torna-se necessário analisar a sua viabilidade técnica, sendo este o objectivo central da presente dissertação. Para esse efeito, para além da determinação experimental das características mecânicas do material que as constituem e do comportamento estrutural das tubagens em compósito de GFRP, é também necessário analisar a capacidade de modelos numéricos utilizados correntemente em projecto simularem o comportamento destas estruturas.

Assim sendo, nesta dissertação, foram realizados estudos laboratoriais de caracterização do material GFRP, seguidos de ensaios estruturais até à rotura de tubos à escala real – estes ensaios são apresentados no capítulo 3. Com base nas propriedades obtidas nos ensaios, foram modelados, em elementos finitos, os tubos de GFRP ensaiados e uma PH real, tendo-se avaliado a capacidade de o modelo prever o comportamento estrutural desta solução – este estudo é apresentado no capítulo 4. Finalmente, foi acompanhada uma obra de reabilitação de uma PH, onde foram acompanhados todos os passos necessários para a realização da obra – esta parte do estudo é apresentada no capítulo 5.

## 3 Estudo Experimental

### 3.1 Considerações iniciais

No presente capítulo, apresenta-se o estudo experimental, que teve como principal objectivo estudar as propriedades mecânicas e o comportamento estrutural de uma tubagem em polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) que se destina à reabilitação de passagens hidráulicas localizadas sob eixos rodoviários. O estudo experimental teve também por objectivo obter dados de *input* para a validação de um modelo numérico (apresentado no capítulo 4), que possa ser utilizado no dimensionamento daquele tipo de estruturas. Os ensaios experimentais foram realizados no Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais (LERM) do Instituto Superior Técnico (IST).

O estudo experimental desenvolveu-se em duas fases: (i) primeiro, foram realizados ensaios estruturais em elementos tubulares à escala real; (ii) numa segunda fase, foram realizados ensaios de caracterização do material em provetes extraídos de zonas intactas dos elementos tubulares. Teria sido desejável inverter a ordem daquelas fases, contudo, por uma questão logística, foi necessário realizar primeiro os ensaios estruturais, já que não havia provetes disponíveis para os ensaios de caracterização do material. O principal inconveniente deste faseamento foi a incerteza associada a alguns dados de *input*, que não permitiam prever com o maior rigor possível o comportamento estrutural dos tubos antes da realização dos ensaios estruturais à escala real.

Na sequência destas considerações iniciais, apresentam-se as características gerais da tubagem ensaiada. Segue-se a descrição dos ensaios de caracterização do material e, depois, a descrição dos ensaios estruturais: em ambos os casos, apresentam-se os procedimentos experimentais e, de seguida, os resultados e a respectiva discussão.

### 3.2 Características gerais da tubagem

Para a realização da campanha experimental, foram utilizados três elementos tubulares (designados PH1, PH2 e PH3) fornecidos ao IST pela empresa Limpa Canal – Limpezas Ecológicas, Lda. Estes elementos foram produzidos na Polónia, pelo fabricante AMIBLU, através da técnica de enrolamento filamentar, explicada no capítulo 2. A geometria das peças tubulares de GFRP é detalhada na figura 3.1 e no Anexo B. Estas peças apresentam uma secção ovóide, resultante da junção de quatro círculos com 3 raios diferentes, com largura máxima de 3540 mm, altura máxima de 2200 mm e espessura de parede média de 60 mm.

As paredes dos provetes são constituídas por três camadas: intradorso, central e extradorso. A camada do intradorso é composta por resina reforçada com fibras de vidro curtas, apresentando um revestimento polimérico de cor azul que fornece resistência à abrasão e a ataques químicos; a

superfície interior é lisa de forma a diminuir o atrito/resistência ao escoamento de cursos de água. A camada central, que é responsável pelo desempenho estrutural, é composta por uma matriz de resina e areia de sílica reforçada com fibras de vidro (os constituintes são detalhados no próximo subcapítulo). A camada do extradorso é constituída principalmente por uma matriz polimérica de resina com areia de sílica colada com resina, apresentando, de acordo com o fabricante, pelo menos 0,5 mm de espessura; esta camada fornece resistência aos agentes ambientais e à riscagem. A resina utilizada na produção dos provetes é constituída por poliéster ortoftálico.

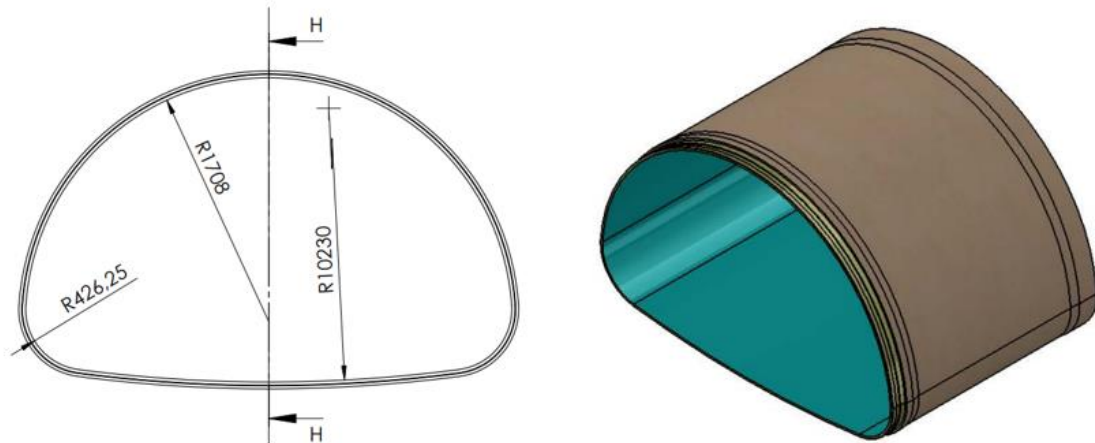


Figura 3.1 – Geometria dos provetes de GFRP ensaiados.

De acordo com o documento do fabricante *Technical Features* [26], a espessura das camadas estruturais corresponde à espessura nominal menos 2 mm - este valor poderá, assim, ser tomado como a soma das espessuras das camadas exteriores (intradorso e extradorso). Tendo-se verificado que a espessura dos tubos é variável ao longo da secção longitudinal, decidiu-se fazer um levantamento pormenorizado da espessura em várias zonas da secção. Nesse levantamento (detalhado no subcapítulo 3.4), concluiu-se que a espessura média dos elementos tubulares é cerca de 60 mm, tendo-se obtidos valores máximos e mínimos de 78 mm e 52 mm, respectivamente.

Importa ainda definir que, ao longo do presente capítulo, a direcção longitudinal (x) corresponde à direcção circunferencial e a direcção transversal (y) corresponde à perpendicular à direcção circunferencial.

### 3.3 Ensaios de caracterização do material

#### 3.3.1 Programa experimental

Os ensaios de caracterização do material foram realizados com o intuito de determinar as propriedades mecânicas do material constituinte dos tubos de GFRP. Esta parte do estudo foi importante para se conseguir compreender melhor o comportamento estrutural destas peças e para possibilitar uma modelação numérica que permitisse simular com precisão os ensaios. Com base nestes objectivos e,



também, no comportamento estrutural observado nos ensaios aos elementos tubulares, definiram-se os seguintes ensaios de caracterização do material a realizar no contexto da presente dissertação:

- Ensaio de determinação do teor em fibra;
- Ensaio de flexão;
- Ensaio de corte interlaminar;
- Ensaio de compressão.

Para estes ensaios, foram extraídos provetes de duas amostras diferentes, ambas fornecidas pela empresa Limpa Canal. A amostra 1 consistiu numa placa com dimensões em planta de 0,5 x 0,5 m, com espessura nominal de 55 mm. A amostra 2 consistiu numa placa com dimensões em planta de 2 x 1 m e espessura variável entre 55 mm e 78 mm, retirada da zona mais plana do provete PH2 (zona da base) após a conclusão do ensaio estrutural daquele elemento tubular.

### **3.3.2 Ensaio de determinação do teor de fibra**

O objectivo deste ensaio consiste em determinar, de forma aproximada, o teor mássico dos diferentes componentes que constituem o material dos elementos tubulares em GFRP, nomeadamente, a resina polimérica de poliéster e o material de enchimento (“filler”, areia de quartzo) da matriz, e as fibras de vidro. O princípio do ensaio consiste em separar os diferentes componentes, através (i) da calcinação da resina polimérica, por aquecimento, e (ii) da posterior separação das fibras de vidro e do material de enchimento, por peneiração. O teor mássico de cada um dos componentes é medido por pesagens sucessivas.

O ensaio foi realizado de acordo com a norma ISO 1172 [27], que descreve o procedimento experimental para a obtenção do teor mássico de cada constituinte. Esta norma requer um mínimo de dois provetes para a validação dos resultados. Foram, portanto, cortados dois provetes com secção base de 15 x15 mm e altura de 55 mm, correspondendo à espessura da placa de que foram retirados (amostra 1).

Na tabela 3.1, apresentam-se as dimensões e a massa inicial de cada um dos provetes. As dimensões dos provetes foram medidas com uma craveira digital da marca *Mitutoyo*, com precisão de 0,01 mm. A massa inicial dos provetes foi medida com uma balança de precisão da marca *KERN*, modelo ALS 220-4N, com capacidade de 220 g e precisão de 0,1 mg.

Os dois provetes (designados TF-1 e TF-2) foram posteriormente colocados em cadinhos de alumina e platina, e, após pesagem, foram inseridos numa mufla da marca *Lenton Furnaces* (figura 3.2), com potência máxima de 1320 W e temperatura máxima de 1100 °C, regulada por um controlador da marca *Eurotherm*. A mufla foi regulada para uma temperatura de 800 °C, superior à temperatura de decomposição da resina polimérica.

Os provetes foram mantidos na mufla, a 800 °C, durante um período de cerca de 18 h e deixados arrefecer até à temperatura ambiente. Em seguida, foram efectuadas pesagens do material inorgânico



contido no cadinho. O teor mássico da resina polimérica foi assim estimado através da diferença face à pesagem anterior, ou seja, antes da calcinação.

Tabela 3.1 – Dimensões e massa inicial dos provetes TF-1 e TF-2.

Provete	TF-1	TF-2
Largura [mm]	17	18
Comprimento [mm]	15	16
Espessura [mm]	55	55
Massa inicial [g]	24,1322	27,0221



Figura 3.2 – Provete colocado no cadinho de alumina e mufla usada para a calcinação.

No último passo do procedimento, o material inorgânico contido no cadinho foi peneirado de forma a separar a areia de quartzo (filler) da fibra de vidro. Para esse efeito, foram utilizados três peneiros (figura 3.3), com abertura de 2 mm, 0,5 mm e 0,25 mm. Após peneiração, foram efectuadas novas pesagens, o que permitiu determinar a massa da areia de quartzo e a massa do reforço em fibra de vidro.

Na figura 3.3 à direita, apresenta-se uma imagem de pormenor das camadas de fibra de vidro de um dos provetes, após a calcinação e antes da peneiração da areia de quartzo. Foi possível constatar que existem essencialmente dois tipos de camadas, com intercalação de *filler* de quartzo (da matriz): (i) camadas com a maioria das fibras orientadas na direção longitudinal e (ii) camadas de fibras dispostas aleatoriamente.



Figura 3.3 – Peneiros utilizados para separar a areia de quartzo das fibras de vidro (esquerda) e pormenor das camadas de fibra de vidro de um provete, antes da peneiração (direita).

O processo de peneiração mostrou que a granulometria da areia de quartzo é muito uniforme (pouco extensa): todo o material atravessou o maior peneiro (abertura de 2 mm), cerca de 5% do material ficou retido no segundo peneiro (0,5 mm) e todo o material ficou retido no menor peneiro (0,25 mm). Ou seja, a areia de quartzo tem uma granulometria essencialmente compreendida entre 0,25 mm e 0,5 mm, cumprindo o disposto no documento do fabricante *Avis Technique* [28], que indica que a dimensão máxima destes agregados deverá ser 1,0 mm (e que menos de 3% dos agregados devem ter uma dimensão superior a 0,7 mm). No documento *Technical Features* [26], refere-se ainda que a dimensão máxima destes agregados deverá ser inferior a 2,5 mm, o que também foi verificado.

Na Tabela 3.2, apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos nestes ensaios, nomeadamente, os teores mássicos percentuais em resina de poliéster, em areia de quartzo e em fibra de vidro. Conclui-se que o material GFRP analisado contém, em média e em termos mássicos, 44% de resina de poliéster, 31% de areia de quartzo e 27% de fibra de vidro. É de referir que estes valores estão dentro da gama de variação comum para tubagens em GFRP deste tipo; contudo, os valores são consideravelmente distintos dos valores usuais encontrados em perfis estruturais produzidos por pultrusão. Estes costumam apresentar, em média, cerca de 20-30% de resina, 60-70% de fibra de vidro e até 10% de *filler*. Esta diferença é justificada pela grande disparidade de espessuras entre perfis pultrudidos comerciais e os elementos tubulares analisados, produzidos por enrolamento filamentar.

Tabela 3.2 – Resultados obtidos nos ensaios.

Proвете	TF-1	TF-2	Média
Teor mássico em resina de poliéster (%)	43,5	43,5	43,5
Teor mássico em areia de quartzo (%)	30,9	30,6	30,8
Teor mássico em fibra de vidro (%)	26,6	26,8	26,7

### 3.3.3 Ensaios de flexão

Os ensaios de flexão tiveram como principais objectivos determinar o módulo de elasticidade ( $E_{f,x}$ ), a tensão de rotura ( $\sigma_{fu,x}$ ) e a extensão na rotura ( $\epsilon_{fu,x}$ ) em flexão na direcção longitudinal (a transversal ao do desenvolvimento dos tubos). Os ensaios foram realizados segundo a norma EN ISO 14125 [29], seguindo o método A, isto é, flexão em três pontos. Segundo esta norma/método, a especificação das

dimensões dos provetes depende da classe de material, que, neste caso, corresponde à classe III. As dimensões dos provetes e dos vãos utilizados para o ensaio de flexão encontram-se especificados na tabela 3.3. Estas dimensões potenciam a ocorrência de rotura por tracção/compressão das fibras inferiores/superiores ao mesmo tempo que é evitada a rotura por corte ou corte interlaminar. Os provetes ensaiados foram retirados da base do provete PH2 (amostra 2) segundo a direcção longitudinal (x), a mais resistente, por ser esta a direcção mais relevante para o estudo do comportamento dos elementos tubulares.

Tabela 3.3 – Dimensões dos provetes ensaiados e respectivo vão de ensaio.

Dimensão	F1	F2	F3
Largura, b [mm]	113,6	122,4	136,7
Altura, h [mm]	52,45	55,2	53,45
Comprimento, l [mm]	1800	1800	1800
Vão, L [mm]	1200	1200	1200

O corte destes provetes foi efectuado com recurso a uma rebarbadora de corte com disco de diamante de 230 mm de diâmetro, o que impossibilitou que estes tivessem exactamente as mesmas dimensões. Também devido à dificuldade prática associada à realização dos cortes (devido à elevada espessura dos tubos), foram cortados 3 provetes em vez dos 5 recomendados pela norma.

Na Figura 3.4 ilustra-se o esquema de ensaio indicado pela norma. Para a aplicação da carga, foi utilizado um macaco hidráulico da marca *Enerpac* com capacidade de 600 kN e uma célula de carga da marca *Novatech* com capacidade de 400 kN. A rótula que transmite a carga e as rótulas do apoio têm ambas as mesmas dimensões, com um raio de 15 mm. A instrumentação foi condicionada pela elevada deformabilidade do material e pela conseqüente elevada flecha máxima. Na secção de meio vão, foram utilizados dois transdutores de fio da marca *TML*, com 500 mm de capacidade, cada um a 25 mm da face exterior (lateral) dos provetes. Entre os dois transdutores, na face inferior de cada provete, foi colocado um extensómetro eléctrico da marca *TML* com o objectivo de medir as extensões na direcção longitudinal. A disposição da instrumentação pode ser consultada no Anexo C (Figura C1).

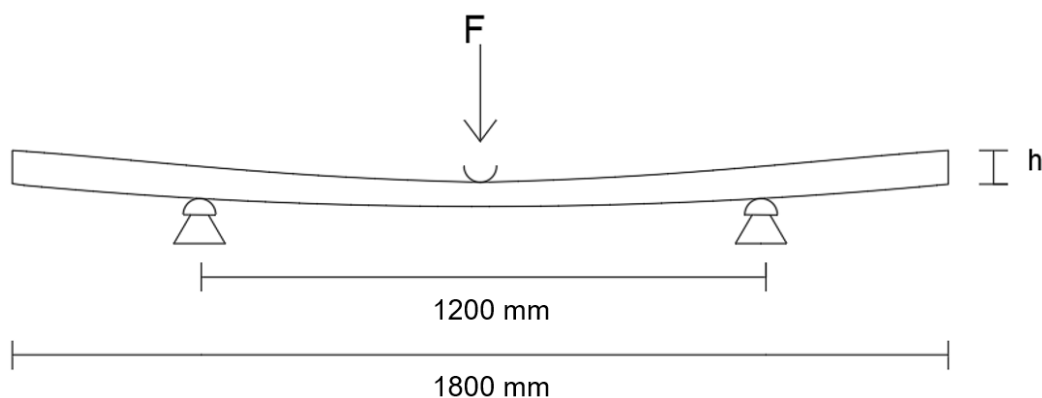


Figura 3.4 – Esquema de ensaio à flexão.

Para a realização do ensaio experimental, foi utilizado um pórtico de carga metálico fechado, como se mostra na figura 3.5. Os apoios metálicos foram colocados sobre a travessa inferior do pórtico e o macaco hidráulico reagiu contra a travessa superior. Importa referir que os provetes de ensaio (retirados da base dos tubos), para além de apresentarem uma espessura variável, têm também uma curvatura considerável (cf. figura 3.4). Para estudar a influência da possível heterogeneidade do material ao longo da espessura e a influência da curvatura na rigidez, o provete F3 foi inicialmente ensaiado com a concavidade voltada para cima (sendo o seu resultado apresentado como F3i) e, posteriormente, com a curvatura virada para baixo (tal como os provetes F1 e F2); no primeiro ensaio, o provete foi sujeito a uma força máxima relativamente reduzida para garantir que não ocorria qualquer dano no material.

A tensão ( $\sigma_{fu,x}$ ) e a extensão ( $\varepsilon_{fu,x}$ ) de rotura e o módulo de elasticidade ( $E_{f,x}$ ) em flexão na direcção longitudinal foram calculados a partir das seguintes expressões:

$$\sigma_{fu,x} = \frac{3 \times F_u \times L}{2 \times b \times h^2} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_{fu,x} = \frac{6 \times \delta_u \times h}{L^2} \quad (3.2)$$

$$E_{f,x} = \frac{L^3}{4 \times b \times h^3} \times \left( \frac{\Delta F}{\Delta s} \right) \quad (3.3)$$

sendo,

- $F_u$  Carga de rotura;
- $L$  Vão do ensaio (1200 mm);
- $\delta_u$  Deslocamento a meio vão na rotura;
- $\Delta F/\Delta s$  Declive da recta força vs. deslocamento.



Figura 3.5 – Esquema do ensaio de flexão.

Os ensaios consistiram na aplicação de uma pré-carga de cerca de 20 kN, seguida de uma descarga, de forma a garantir a acomodação do sistema de ensaio. De seguida, após a verificação dos resultados obtidos na pré-carga e do correcto funcionamento e leitura de todos os aparelhos, os provetes foram carregados monotonicamente até à rotura, a uma velocidade constante de  $\sim 0,5$  kN/s. Na figura 3.6 apresentam-se as curvas força vs. deslocamento a meio vão obtidas para os vários provetes.

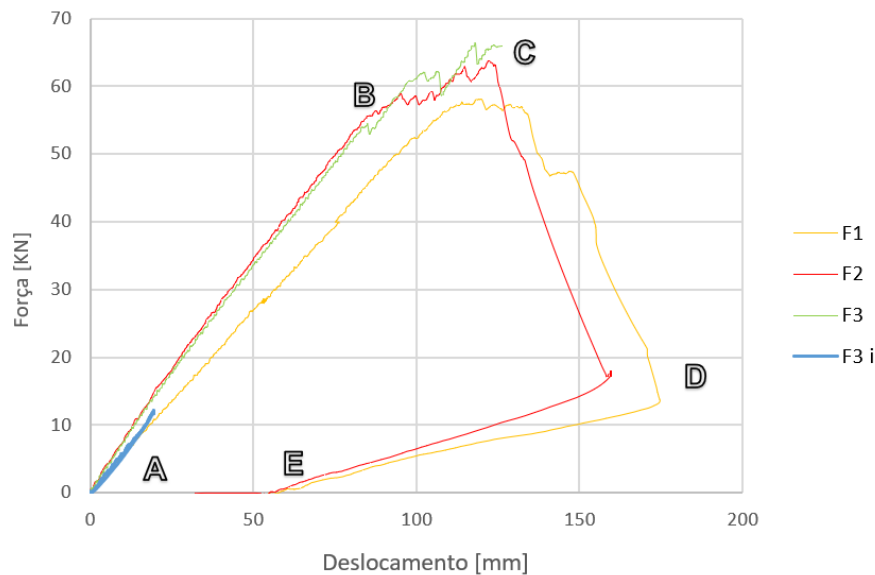


Figura 3.6 – Relação força/deslocamento obtida no ensaio de compressão.

Tal como é possível verificar na figura 3.6, apesar de existir alguma diferença na força última de rotura ( $F_u$ ) dos vários provetes, o declive das curvas, que traduz a rigidez, é semelhante para os provetes F2 e F3 e ligeiramente inferior no provete F1. Na curva do provete F2, estão marcados alguns pontos notáveis correspondentes às fotografias apresentadas na figura 3.7. O ponto (A) corresponde ao início do ensaio. O ponto B corresponde ao fim do comportamento linear (para uma carga de 58 kN), causado pela rotura por tracção (em flexão) das fibras inferiores. A partir deste momento, a carga ainda aumentou ligeiramente, mas ocorreu uma perda progressiva de rigidez, associada ao desenvolvimento do dano na profundidade da secção. O ponto C corresponde à rotura do material, para a qual ocorreu uma redução súbita da força. Optou-se por continuar a carregar o provete até ser atingido o ponto D, correspondente a uma flecha de 175 mm. O ponto E corresponde ao instante em que a carga foi removida totalmente, tendo-se medido uma flecha residual de 20%, associada ao facto de uma parte muito significativa do material ter permanecido elástica.

A figura 3.8 apresenta as curvas tensão vs. extensão axial na fibra inferior, sendo possível constatar uma semelhança entre os declives das curvas dos diferentes provetes. Os valores das extensões apresentados foram os lidos pelos extensómetros utilizados em cada provete e a tensão foi calculada através da equação (3.1). As curvas acima referidas são apresentadas enquanto as leituras dos extensómetros foram consideradas válidas (cerca de  $5000 \mu\text{m/m}$  nos provetes F2 e F3 e cerca de  $8000 \mu\text{m/m}$  no provete F1). Os valores do módulo de elasticidade obtidos para cada provete encontram-se listados na Tabela 3.4. Os resultados obtidos apresentam uma dispersão reduzida, com um coeficiente de variação de 4%.



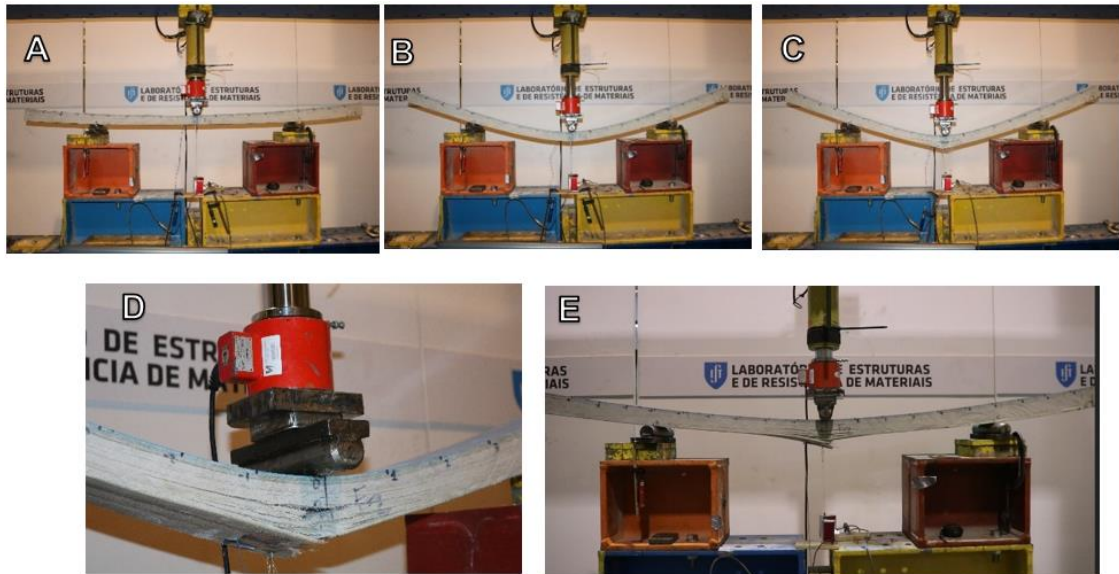


Figura 3.7 – Esquema cronológico com os pontos notáveis de A - E do ensaio de F2.

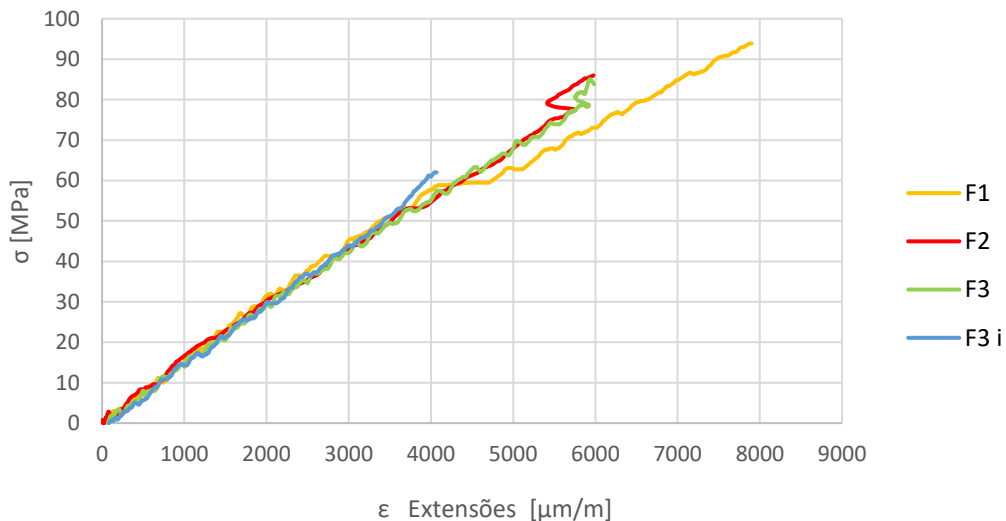


Figura 3.8 – Relação tensão vs. extensão axial resultante do ensaio de flexão.

No Anexo C (figura C2) apresentam-se duas curvas tensão vs. extensão axial na fibra inferior referentes ao provete F3. Em ambos os casos, o valor da tensão foi calculado através da equação (3.1). Num dos casos, o valor da extensão foi o lido directamente pelo extensómetro e, no outro caso, foi o calculado pela equação (3.2) a partir dos deslocamentos a meio vão. As curvas mostram uma boa concordância entre os valores de extensão estimados e lidos. A tensão máxima foi 282 MPa para uma extensão (calculada) de 18581  $\mu\text{m/m}$ .

O provete F3i consistiu num ensaio de carga até uma força de 12 kN em que se utilizou o provete F3, mas com a concavidade voltada para baixo (figura 3.9). Como referido, o objectivo deste ensaio foi avaliar eventuais diferenças de propriedades e comportamento causadas pela concavidade do provete, nomeadamente na semelhança entre o módulo de elasticidade de um ensaio para o outro. Como se mostra na tabela 3.4, o módulo de elasticidade obtido para o provete F3i (14,5 GPa) semelhante ao

obtido para o provete F3, pelo que se conclui que a concavidade não influenciou o módulo de elasticidade e que a distribuição do material ao longo da espessura será simétrica.

Tabela 3.4 – Síntese dos resultados obtidos no ensaio de flexão.

Propriedade	F1	F2	F3	Média	Coeficiente de variação [%]	F3i
$F_u$ [kN]	58,1	63,7	66,4	62,7	6,75	*
$\sigma_{fu,x}$ [MPa]	334	307	306	316	5,03	*
$K$ [kN/mm]	0,53	0,65	0,67	0,62	12,21	0,62
$E_{f,x}$ [GPa]	15,2	14,1	14,1	14,5	4,38	14,5
$\varepsilon_{fu,x}$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	21746	20380	19557	20561	5,38	*

\* - Os valores de força, tensão e extensão últimos não foram apresentados uma vez que o provete F3\_i não foi levado à rotura.

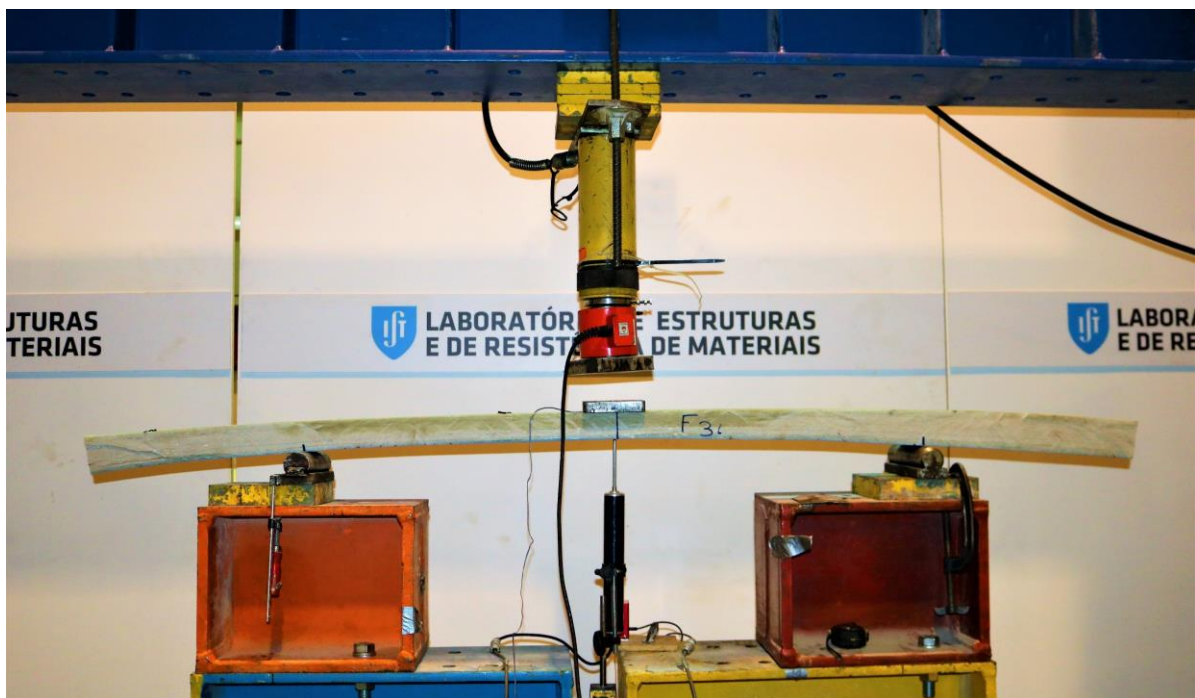


Figura 3.9 – Ensaio do provete 3i.

Após uma análise dos resultados experimentais de flexão pode-se constatar que existiu uma discrepância considerável entre os valores de rigidez ( $K$ ). Esta discrepância está directamente relacionada com a variação da área da secção dos provetes. Por exemplo, entre os provetes F1 e F3, há uma diferença relativa na área da secção de meio vão de 23%, que justifica a diferença de rigidez entre aqueles provetes, isto é, a diferença de declive nas curvas força vs. deslocamento.

Em resumo, os ensaios de flexão permitiram determinar os seguintes valores médios para as seguintes propriedades mecânicas em flexão do material compósito na direcção longitudinal:

- Módulo de elasticidade,  $E_{f,x} = 14,5$  GPa;
- Tensão de rotura,  $\sigma_{fu,x} = 316$  MPa;
- Extensão de rotura,  $\varepsilon_{fu,x} = 20561$   $\mu\text{m}/\text{m}$ .

### 3.3.4 Ensaios de corte interlaminar

Neste ensaio, procurou-se determinar a resistência ao corte da camada matricial entre fibras de reforço. Para isso, foi aplicada uma carga a meio de um vão curto (flexão em três pontos) face à espessura do provete. Esta relação entre a espessura e o vão tem o objectivo de impor a rotura por delaminação das camadas.

As dimensões dos provetes, o comprimento do vão e o procedimento experimental adoptado encontram-se definidos na norma EN ISO 14130 [35]. Para a geometria do material ensaiado, a norma recomenda um vão (L) de 300 mm e um comprimento dos provetes (l) de 600 mm. Segundo esta norma, para o caso de haver diferentes disposições das fibras nas direcções longitudinais e transversais, devem ser ensaiados cinco provetes em cada uma das direcções do material. As dimensões dos 10 provetes ensaiados são listadas no Anexo C (tabela C1), tendo-se adoptada a seguinte nomenclatura: CI\_T# e CI\_L# para os provetes ensaiados ao corte interlaminar (CI) nas direcções transversal (T) e longitudinal (L), respectivamente, em que # é o número do provete de cada série.

Os ensaios foram realizados utilizando um sistema de ensaio semelhante ao descrito para os ensaios de flexão. Para a leitura dos deslocamentos a meio vão, foram utilizados dois deflectómetros da marca TML, com 25 mm de curso, colocados a 25 mm das faces exteriores (laterais). O deslocamento utilizado para o cálculo das tensões foi obtido com base na média das leituras desses dois deflectómetros. Os provetes foram carregados monotonicamente até à rotura, a uma velocidade média de 0,5 kN/s.

Importa referir que, na direcção transversal à disposição principal das fibras (a direcção y), não foi possível, seguindo a norma, obter a tensão de corte interlaminar, já que a rotura ocorreu por tracção (em flexão). Deste modo, foi possível obter os valores da tensão máxima de tracção em flexão suportada pelo material na direcção transversal. Os resultados obtidos para os provetes ensaiados na direcção transversal são apresentados na figura 3.10 e sintetizados na tabela 3.5.

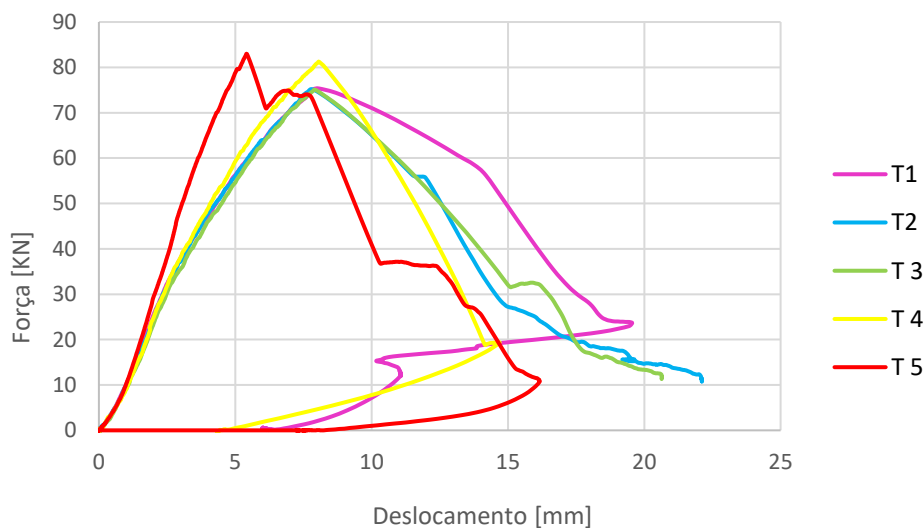


Figura 3.10 – Resultado dos provetes transversais no ensaio de corte interlaminar.



Tal como é possível observar na Figura 3.10 e na tabela 3.5, existe uma grande semelhança entre os valores das tensões de rotura obtidas nos primeiros quatro provetes e uma considerável discrepância destes face ao provete T5. Esta discrepância é atribuída à diferença notável nas dimensões dos provetes – o facto de o provete CI\_T5 apresentar uma secção consideravelmente superior à dos restantes provetes (maior módulo elástico de flexão) justifica a sua maior rigidez.

Apesar de não se ter alcançado a rotura por corte interlaminar nestes provetes, foi possível determinar a tensão de rotura à tracção na direcção y ( $\sigma_{t,y}$ ), através do quociente entre o momento flector a meio vão (M) e o módulo elástico ( $W_y$ ) (equação 3.5). A figura 3.11 apresenta o momento da rotura por tracção das fibras inferiores do provete CI\_T2.

$$\sigma_{t,y} = \frac{M}{W_y} \quad (3.5)$$

Tabela 3.5 – Resultado dos provetes transversais no ensaio de corte interlaminar.

Provete	CI_T1	CI_T2	CI_T3	CI_T4	CI_T5
Força máxima, F [kN]	75,4	75,2	75,1	81,2	83,4
Momento máximo, M [kN.mm]	5655	5625	5625	6300	6225
Tensão de rotura, $\sigma_{t,y}$ [MPa]	90,2	90,1	88,4	93,9	70,2
Valor médio de $\sigma_{t,y}$ [MPa]	90,7				*
Coefficiente de variação [%]	2,56				*
* Provete CI_T5 não foi usado para o cálculo da média da tensão de rotura por tracção em flexão					



Figura 3.11 – Figura 3.14 Rotura por tracção CI\_T2.

A figura 3.12 mostra o modo de rotura dos provetes longitudinais, com maior teor de fibras alinhadas com o eixo do provete, que ocorreu por corte interlaminar. Nesta figura é possível observar a

delaminação das camadas de fibras de reforço (típica deste modo de rotura), que foi ocorrendo de forma progressiva, após a redução de força associada ao início da delaminação.

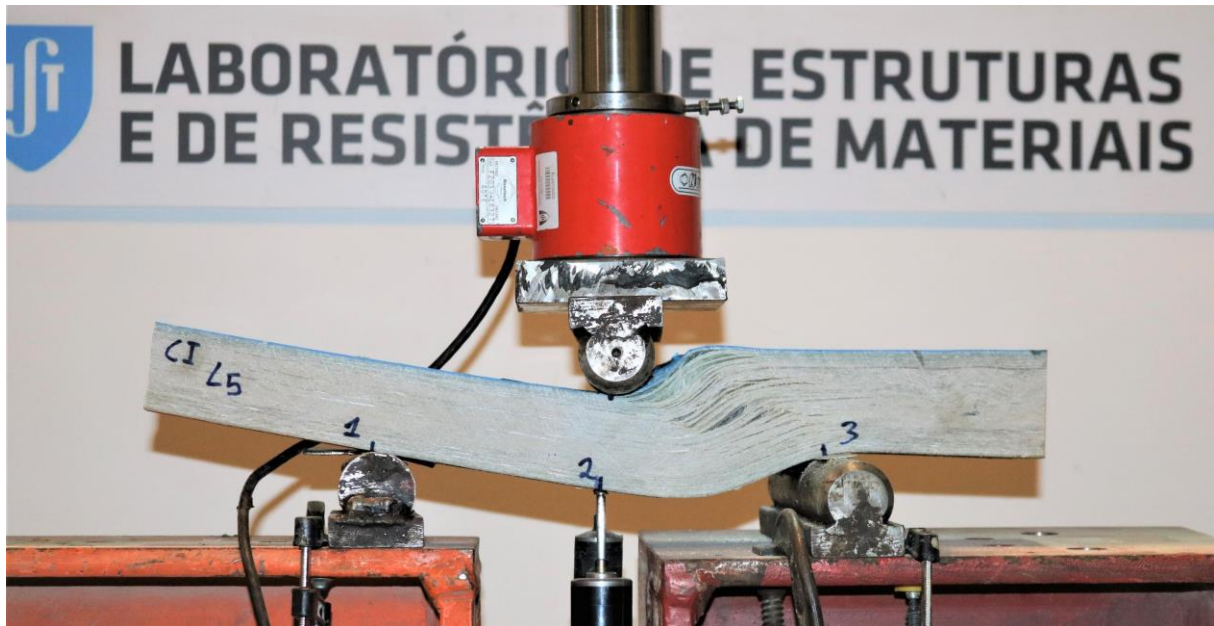


Figura 3.12 - Rotura por corte interlaminar CI\_L5.

Na figura 3.13 apresentam-se as curvas força vs. deslocamento dos provetes ensaiados na direcção longitudinal, sendo possível observar a grande semelhança de rigidez na fase linear entre os vários provetes. Após ser atingida a força máxima (correspondente à primeira rotura interfacial, com delaminação entre camadas de reforço), ocorreu uma redução súbita de força; a partir daí, a força teve sucessivos aumentos e reduções (correspondentes a novas roturas interfaciais), mas com uma tendência globalmente decrescente.

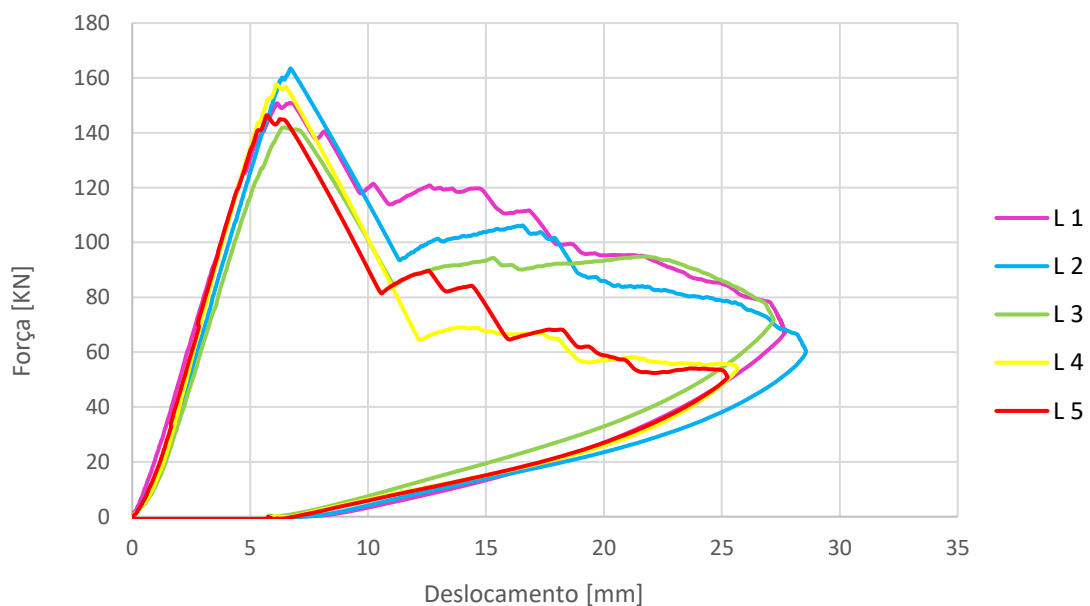


Figura 3.13 – Resultado dos provetes longitudinais no ensaio de corte interlaminar.

A rotura associada à primeira delaminação por corte interlaminar ocorreu para uma força máxima ( $F_u$ ) que variou entre cerca de 140 e 160 kN. Com base nessa força de rotura obtida em cada ensaio e na geometria da secção transversal, através da equação (3.6), foi obtida a tensão de rotura por corte interlaminar ( $\tau$ ). Nestes ensaios, tal como se mostra na tabela 3.6, obteve-se assim um valor médio de resistência ao corte interlaminar na direcção longitudinal de 14,9 MPa; esta tabela apresenta também o valor da rigidez medido no ensaio ( $k$ ) e a força de ruptura.

$$\tau_x [MPa] = \frac{3}{4} \times \frac{F_u}{b \times h} \quad (3.6)$$

Tabela 3.6 – Resultados dos provetes longitudinais do ensaio de corte interlaminar.

Proвете	CI_L1	CI_L2	CI_L3	CI_L4	CI_L5	Média	Coeficiente de variação [%]
$F_u$ [kN]	151	164	142	158	147	152,4	5,7
$k$ [kN/mm]	26,1	23,7	22,1	26,9	27,5	25,3	9,0
$T_x$ [MPa]	14,6	15,9	13,7	15,0	15,2	14,9	4,9

### 3.3.5 Ensaio de compressão

Estes ensaios tiveram o objectivo de caracterizar o comportamento do material compósito em estudo quando solicitado à compressão, em particular, determinar as seguintes propriedades em cada uma das direcções principais ( $x$  e  $y$ ): (i) resistência ( $\sigma_{cu,x}$  e  $\sigma_{cu,y}$ ), (ii) módulo de elasticidade ( $E_{c,x}$  e  $E_{c,y}$ ) e (iii) extensão de rotura ( $\epsilon_{cu,x}$  e  $\epsilon_{cu,y}$ ) por compressão.

Da placa com 500 x 500 x 55 mm fornecida pela Limpa Canal, para além dos provetes para o ensaio de determinação do teor em fibras, foram também retirados os provetes para os ensaios de compressão. Os ensaios foram realizados segundo a norma ASTM D695 [31], que indica que devem ser ensaiados no mínimo cinco provetes na direcção longitudinal e cinco na direcção transversal. As dimensões dos provetes ensaiados – largura ( $b$ ) e espessura ( $h$ ) - são indicadas no Anexo C (figuraC2).

Segundo a norma acima referida, a esbelteza ( $\lambda$ ) do provete deve estar compreendida entre 11 e 16, tendo sido calculada a partir da equação 3.7 (considerando o raio de giração associado à direcção de menor inércia da secção),

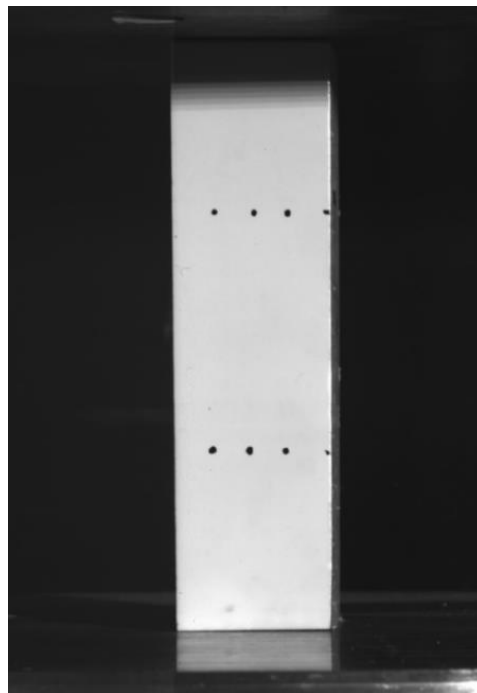
$$\lambda = \frac{L_e}{i} = \frac{L_e}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{L_e}{\sqrt{\frac{b \times h^3}{12 \times b \times h}}} = \frac{L_e}{0.289 \times h} = \frac{100}{0.289 \times 26} = 13.3 \quad (3.7)$$

em que  $L_e$  é o comprimento do provete,  $i$  é o raio de giração;  $I$  é o momento de inércia,  $A$  é área da secção transversal,  $h$  é a espessura e  $b$  é a largura.

Os ensaios foram realizados numa máquina universal de ensaios da marca *Instron*, com funcionamento hidráulico e capacidade de carga de 250 kN, quer em compressão, quer em tracção. Os ensaios foram

realizados a uma velocidade de 1 kN/s; como é recomendado pela norma, tal garantiu que a rotura ocorresse em cerca de três minutos. Na direcção longitudinal, em alguns dos provetes foi atingida a capacidade máxima de carga da *Instron* sem que fosse atingida a rotura. Por isso, nesta direcção, alguns dos provetes foram ensaiados numa prensa para cubos de betão com uma capacidade de carga de 30000 kN com o intuito de registar o valor da força de rotura ( $F_u$ ).

Em cada provete, foram instalados uma série de alvos que foram monitorizados ao longo de cada ensaio, através de um vídeo extensómetro constituído por uma máquina de filmar de elevada resolução da marca *Sony*, modelo XCG 5005E, com lentes *Fujinon*. Assim, a partir do deslocamento relativo entre alvos, foi possível calcular a extensão para cada instante em função da carga aplicada. A disposição dos alvos, que foi a mesma em todos os provetes, consistiu em três colunas dispostas paralelamente, contendo cada uma dois alvos (figura 3.14). O vídeo extensómetro leu os deslocamentos relativos entre os alvos superior e inferior em cada uma das três colunas centrais. Estes três conjuntos de alvos foram marcados por forma a garantir maior fiabilidade (redundância) nas leituras. A extensão axial em cada provete foi finalmente obtida através da média das extensões lidas em cada um dos três conjuntos de alvos.



*Figura 3.14 – Pormenor de alvos colocados em cada provete ensaiado à compressão.*

As figuras 3.15 e 3.16 apresentam as curvas tensão vs. extensão obtidas para cada um dos provetes ensaiados na direcção transversal e longitudinal, respectivamente. Em cada instante, a extensão é calculada através do vídeo extensómetro e a tensão é obtida pelo quociente entre a força aplicada para esse instante e a área da secção de cada provete ensaiado. Os resultados obtidos nos ensaios de compressão encontram-se listados na tabela 3.7, nomeadamente os valores de resistência ( $\sigma_{cu,x}$  e  $\sigma_{cu,y}$ ), módulo de elasticidade ( $E_{c,x}$  e  $E_{c,y}$ ) e (iii) extensão de rotura ( $\epsilon_{cu,x}$  e  $\epsilon_{cu,y}$ ) em cada direcção.

Tabela 3.7 – Resultados dos ensaios de compressão.

Propriedade	Longitudinal (x)					Transversal (y)				
	EC_L1	EC_L2	EC_L3	EC_L4	EC_L5	EC_T1	EC_T2	EC_T3	EC_T4	EC_T5
$E_c$ [GPa]	14,7	11,6	13,4	16,3	8,8	5,7	6,0	5,9	6,1	6,1
$F_u$ [kN]	285	247	273	285	215	146	137	100	155	159
$\sigma_{cu}$ [MPa]	211	197	219	217	160	112	122	-	77	119
$\epsilon_{cu}$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	11945	16815	13061	11004	17842	20739	18955	13263	21343	20234

A figura 3.15 mostra que os provetes ensaiados na direcção transversal atingiram a rotura para uma tensão de aproximadamente 110 MPa (é de referir que o provete EC\_T3 não foi ensaiado até à rotura). Todos os provetes apresentaram um comportamento muito semelhante, apresentando um módulo de elasticidade médio nesta direcção ( $E_{c,y}$ ) de 6,0 GPa

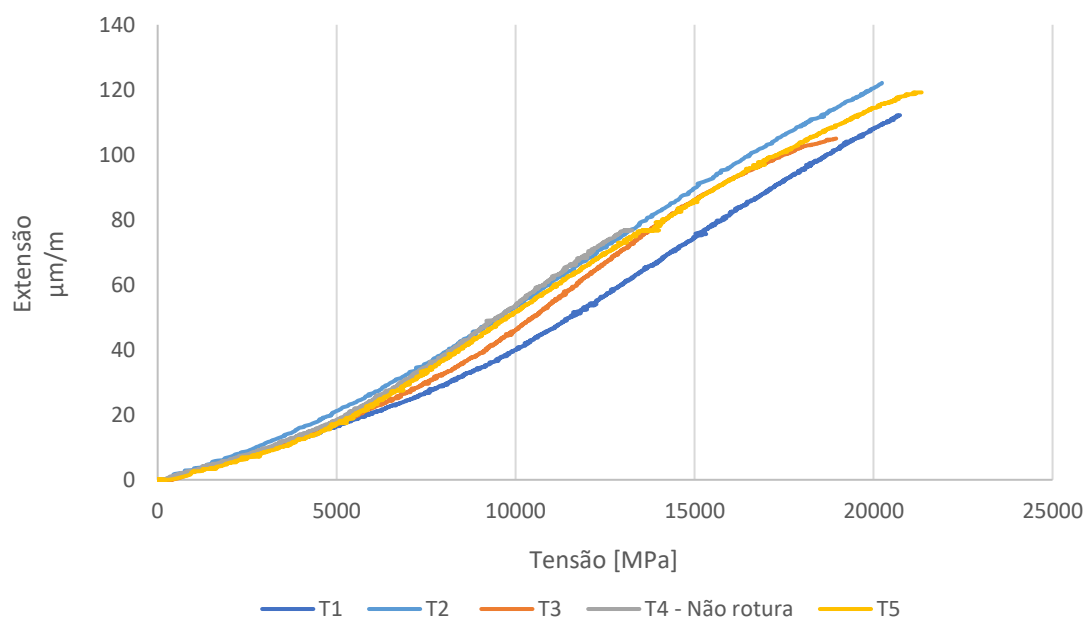


Figura 3.15 – Resultados do ensaio de compressão na direcção transversal.

Na figura 3.16, as curvas extensão vs. tensão dos provetes ensaiados na direcção longitudinal apresentaram diferenças claras face aos provetes transversais, nomeadamente maior rigidez e resistência, como seria de esperar. De entre os provetes longitudinais, destaca-se o comportamento do provete EC\_L5, que apresentou bastante menos rigidez do que os restantes provetes. Esta diferença deverá estar relacionada com algum efeito de excentricidade que terá tido origem numa maior irregularidade na geometria deste provete e que terá sido acentuada durante o ensaio. Esta excentricidade terá provocado efeitos de segunda ordem que afectaram o comportamento do provete. Este efeito de excentricidade pode ser observado no Anexo C (figura C3). A curva do provete EC\_L2 também se destaca das restantes; contudo, o declive da recta que traduz o comportamento linear deste provete é paralelo ao dos restantes provetes, sugerindo que terá um módulo de elasticidade

semelhante ao dos restantes. Deste modo, optou-se então por calcular o módulo de elasticidade médio na direção x ( $E_{c,x}$ ) sem a ponderação do provete EC\_L5, tendo sido obtido um valor médio de 14,0 GPa.

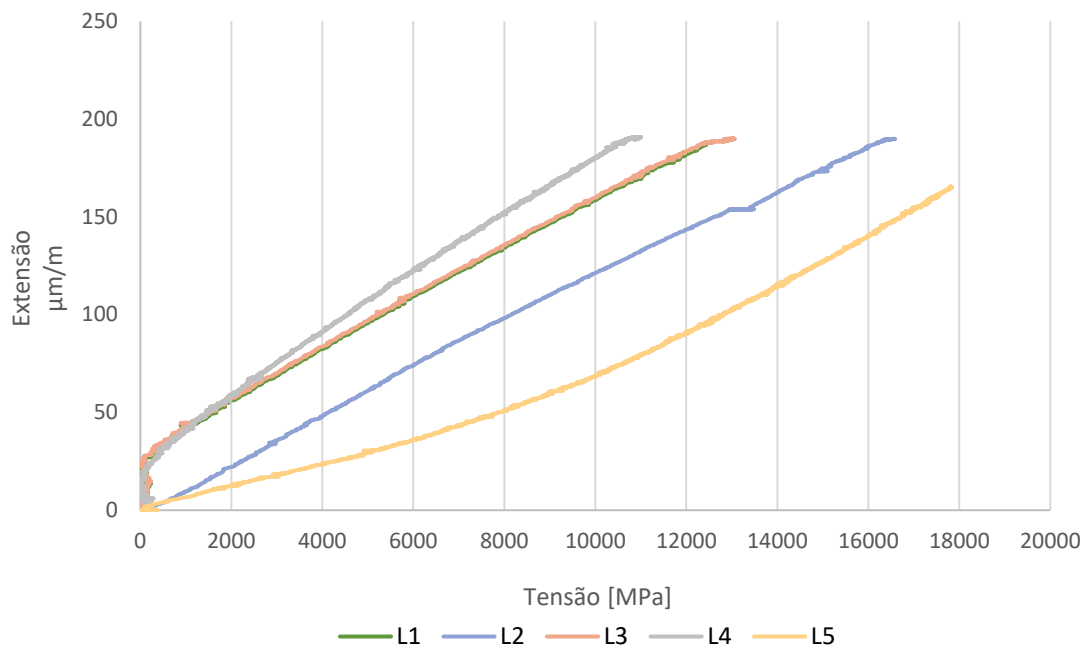


Figura 3.16 – Resultados do ensaio de compressão na direção longitudinal.

O valor médio para a resistência à compressão longitudinal ( $\sigma_{cu,x}$ ) foi de 211 MPa. Como seria de esperar, na direção transversal, a resistência ( $\sigma_{cu,y}$ ) foi menor, tendo-se obtido um valor médio de 107 MPa. Esta diferença traduz a ortotropia deste material. Como se pode constatar, o valor de resistência à compressão na direção longitudinal é sensivelmente o dobro da resistência na direção transversal. Verifica-se uma diferença relativa semelhante entre os valores do módulo de elasticidade na direção longitudinal e transversal. A tabela 3.8 sintetiza todos os resultados experimentais obtidos nas duas direções durante os ensaios de compressão

Tabela 3.8 – Resultados da caracterização do material através dos ensaios de compressão.

Propriedade		Longitudinal (x)	Transversal (y)
$E_c$ [GPa]	Valor médio	14,0	6,0
	Coeficiente de variação [%]	14,2	2,8
$F_u$ [kN]	Valor médio	272	139
	Coeficiente de variação [%]	7,8	16,9
$\sigma_{cu}$ [MPa]	Valor médio	211	107
	Coeficiente de variação [%]	4,7	16,8
$\epsilon_{cu}$ [ $\mu\text{m/m}$ ]	Médio	14134	18907
	Coeficiente de variação [%]	19,3	17,3

Apesar de ter sido registada alguma variabilidade nas leituras das extensões nos ensaios de compressão, também aqui se registaram diferenças significativas entre os provetes longitudinais e os

transversais, com valores médios da extensão na rotura nas direcções longitudinal ( $\epsilon_{cu,x}$ ) e transversal ( $\epsilon_{cu,y}$ ) de respectivamente 14134  $\mu\text{m}/\text{m}$  e 18907  $\mu\text{m}/\text{m}$ .

### **3.4 Ensaios à flexão em troços de tubo GFRP**

#### **3.4.1 Considerações iniciais**

A segunda fase do estudo experimental consistiu na realização de ensaios à flexão em três troços de tubo (completos) em GFRP, à escala real, até à rotura. Por se tratar de um tipo de ensaio não convencional, quer no objecto de estudo, quer na respectiva escala, o procedimento teve de ir sendo adaptado em função dos resultados obtidos em cada iteração. De facto, ao invés da primeira fase, em que existem procedimentos experimentais normalizados, para esta segunda fase, foi necessário conceber um sistema de ensaio específico para testar os tubos de GFRP à escala real até à rotura.

Recorde-se que os dois principais objectivos dos ensaios à escala real consistiram em: (i) melhorar o conhecimento sobre o comportamento estrutural deste novo tipo de estruturas em compósitos de GFRP destinadas a obras novas ou de reabilitação; e (ii) avaliar parâmetros do comportamento estrutural destes tubos quando sujeitos a um carregamento, nomeadamente as extensões, tensões e deslocamentos em diferentes pontos (que, posteriormente, também permitiram aferir o grau de precisão dos respectivos modelos numéricos), e a própria capacidade de carga dos elementos tubulares. Uma vez que a descrição da geometria dos elementos tubulares já foi apresentada (cf. Secção 3.2), descreve-se de seguida os provetes ensaiados, o sistema de ensaio e o procedimento experimental.

#### **3.4.2 Descrição dos provetes**

Tal como já referido anteriormente, a geometria dos tubos entregues ao IST pela Limpa Canal encontra-se detalhada no Anexo B. Contudo, após ser verificada uma grande variedade de espessuras ao longo da secção, procedeu-se a um levantamento da espessura em vários pontos diferentes. Este levantamento foi feito para cada um dos 3 provetes recebidos. Atribuiu-se a cada provete a nomenclatura PH#, correspondendo # ao número de ordem de cada ensaio. As medições foram efectuadas ao longo dos bordos dos elementos, utilizando uma craveira eléctrica com 0,01 mm de precisão. No Anexo C (Figura C4) pode ser consultado o esquema da localização de alguns dos pontos medidos e as respectivas espessuras obtidas (Tabela C3).

Os resultados dessas medições são ilustrados na figura 3.17 e sintetizados na Tabela 3.9, onde, no caso da espessura, são indicados os valores máximo, mínimo e médio, bem como o coeficiente de variação. No conjunto das medições efectuadas, foi obtida uma espessura média de 61,7 mm (associada a um coeficiente de variação de cerca de 10%) – este valor é cerca de 14% superior ao valor nominal (54 mm); obteve-se uma espessura igual ou superior ao valor nominal em 94,5% das medições. Verificou-se ainda que os provetes PH1 e PH2 apresentam uma espessura média muito



semelhante, enquanto que o provete PH3 apresenta uma espessura média superior à dos anteriores (em 6% e 9%, respectivamente).

Tabela 3.9 – Valores das medições dos elementos tubulares ensaiados.

Elemento	Espessura				Peso (kg)
	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Médio (mm)	Coefficiente de variação (%)	
PH1	79	52	61	10,7	1102
PH2	72	54	60	7,6	1078
PH3	78	55	65	9,6	1112

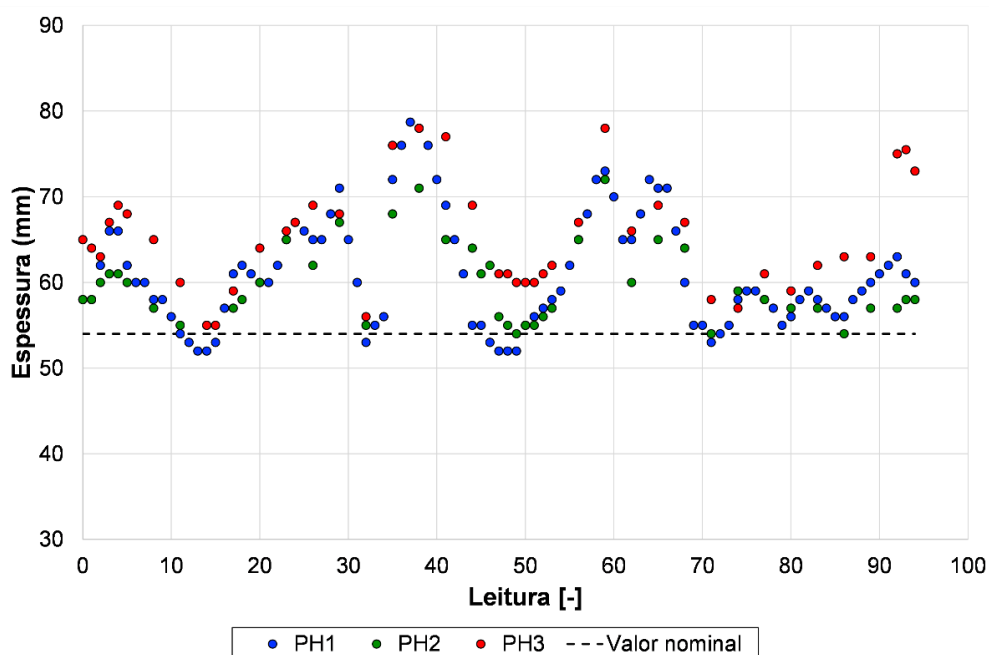


Figura 3.17 – Levantamento da espessura dos provetes.

### 3.4.3 Sistema de ensaio e procedimento experimental

No primeiro ensaio de carga, foi testado um tubo até à rotura, tendo-se aplicado uma carga de faca longitudinalmente, na extremidade superior do tubo, com recurso a um macaco hidráulico com capacidade de 600 kN e curso máximo de 250 mm. O macaco foi montado sob um pórtico de carga metálico constituído por dois montantes e uma travessa, com ligações aparafusadas, que foi ancorado à laje resistente do laboratório. A viga do pórtico de carga foi utilizada para receber a reacção do macaco hidráulico que, por sua vez, aplicava a carga de forma uniforme na superfície da peça através de uma viga de distribuição metálica. Foi ainda colocada uma banda de neoprene para colmatar as irregularidades da superfície da tubagem e garantir que a carga era aplicada da forma mais uniforme possível ao longo da área carregada.

O macaco hidráulico, fixado ao pórtico e colocado sobre a parte superior da tubagem, encontra-se representado na figura 3.18. Entre o macaco e a viga de distribuição foi ainda colocada uma célula de carga (cor-de-laranja) para medir a força aplicada.





Figura 3.18 – Sistema de carga aplicado nos ensaios de flexão.

Um dos aspectos que foi necessário definir foram as condições de apoio da base dos provetes e a forma mais adequada de as materializar. Uma das possibilidades seria apoiar a peça directamente no pavimento; contudo, com a deformação do tubo durante o ensaio, o comprimento apoiado poderia variar, o que dificultaria a respectiva consideração no modelo numérico.

Para ultrapassar esta dificuldade, em primeira instância, decidiu-se colocar uma camada de areia fina entre a base do tubo e a laje do pavimento e o elemento tubular com um comprimento conhecido. Contudo, esta não resultou uma vez que, com a evolução da carga, a areia deslocou-se e o tubo acabou por apoiar directamente na laje do pavimento.

A segunda opção, utilizada no ensaio do provete PH1, consistiu em realizar uma base em *grout* cimentício e apoiar a base do tubo sobre esta base. Foi então construída uma pequena caixa, com recurso a tábuas de cofragem e, sobre uma camada de plástico (para que o *grout* não aderisse ao pavimento do laboratório), foi colocado o *grout* e, enquanto este ainda estava fresco, o provete foi assente. Esta solução acabou por não ser a melhor alternativa, por se ter verificado, durante o ensaio, que a camada de *grout* sofreu deformações, acompanhando as deformações do provete ao longo do seu comprimento, tendo acabado por fendilhar e mesmo por sofrer rotura em largas extensões, tornando novamente desconhecidas as condições de apoio ao longo do ensaio. Esta solução foi então descartada.

A terceira solução, utilizada no ensaio dos provetes PH2 e PH3, consistiu em colocar dois apoios verticais sobre a laje do pavimento, com recurso a dois perfis metálicos em U. Estes perfis foram apoiados no pavimento, com uma distância entre si de 2 m (entre eixos) e ligados com barras soldadas para evitar movimentos relativos durante o ensaio. Esta alternativa teve o comportamento esperado e, portanto, foi mantida para o último ensaio. Na figura 3.19 são ilustradas as duas diferentes soluções de apoio utilizadas nos ensaios realizados.



Figura 3.19 – Solução em grout usada para o provete PH1 (esquerda); solução com apoios fixos usada para os provetes PH2 e PH3 (direita).

No primeiro ensaio, não foi possível alcançar a rotura da peça, uma vez que o curso máximo do macaco foi atingido antes que esta ocorresse. Isto deveu-se à elevada deformabilidade e capacidade de deformação (elástica) que este material compósito tem. De facto, a peça tubular apresentou um deslocamento vertical descendente de 25 cm sem atingir a rotura. Tornou-se, portanto, necessário desenvolver um sistema de apoios alternativo/adicional que conseguisse provocar a rotura do material.

Foram então consideradas duas alternativas: (i) colocar os macacos hidráulicos a trabalhar em série, isto é, um sobre o outro; ou (ii) aumentar a rigidez da estrutura, através da colocação de apoios adicionais. A primeira alternativa, por razões de segurança, foi rapidamente excluída. De facto, seria perigoso colocar dois macacos a funcionar em série, porque este sistema poderia facilmente instabilizar. Para concretizar a segunda alternativa, decidiu-se colocar um travamento lateral na estrutura, impedindo assim os deslocamentos laterais na zona de maior largura dos tubos (figura 3.20). Este sistema, colocado a uma altura do pavimento de 530 mm, foi materializado com dois perfis metálicos com 215 mm de largura e 280 mm de altura. Estes perfis encontravam-se ligados entre si através de dois varões *dywidag* com 28 mm de diâmetro. Entre os perfis e a parede exterior do tubo foi colocada uma banda de borracha de neoprene para uniformizar a reacção dos perfis na parede lateral do tubo. As correntes que se vêem no lado direito da figura 3.20 serviram como medida de segurança para prever o caso em que os perfis metálicos, devido às forças instaladas, pudessem deslocar-se de forma brusca. Para garantir a manutenção da posição destes apoios (elásticos), durante uma fase inicial dos ensaios, cada um dos perfis metálicos foi apoiado num porta-paletes, que foi removido quando a carga aplicada atingiu um valor de cerca de 50 kN. Nessa fase, o nível de tensão nos varões *dywidag* (devido à dilatação lateral dos tubos) já era suficiente para garantir a estabilidade destes apoios (isto é, que os mesmos iriam permanecer na sua posição).

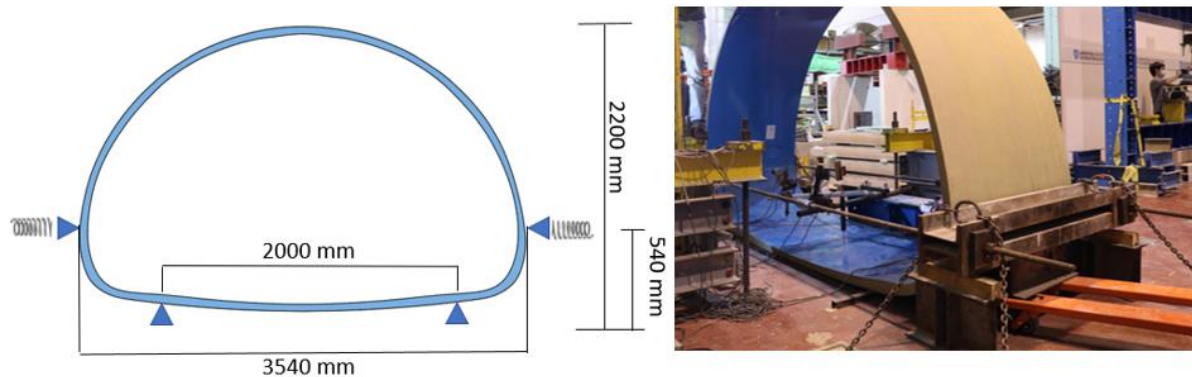


Figura 3.20 – Apoios laterais usados nos provetes PH e PH3.

Com base num modelo de elementos finitos desenvolvido no programa de cálculo estrutural SAP (explicado no próximo capítulo), estimou-se que, face ao sistema de ensaio anterior, a rigidez da estrutura aumentaria cerca de três vezes, de 0,76 kN/mm para 2,26 kN/mm; tal permitiria assim atingir a rotura com o mesmo macaco.

Definidas as condições de apoio e carregamento, procedeu-se à colocação dos instrumentos de medição de força aplicada, extensões e de deslocamentos. Estes instrumentos foram montados com o intuito de se poder analisar os gráficos força vs. deformação e força vs. extensão. Para além da leitura da força (já referida), foram colocados três tipos de instrumentos: deflectómetros, transdutores de fio e extensómetros. Os instrumentos foram colocados dos dois lados do tubo para garantir alguma redundância nas leituras e confirmar a simetria do comportamento.

O número de extensómetros variou de ensaio para ensaio. No provete PH1, foram colocados 8 extensómetros (ext1 a ext8) com a disposição indicada na figura 3.21. No ensaio do provete PH2, apenas se colocaram os dois extensómetros em que se registaram as maiores extensões (ext1 e ext2), por se ter verificado que seriam estes os condicionantes. No ensaio do provete PH3, foram colocados mais dois extensómetros (ext9 e ext10) com o intuito de verificar a simetria de distribuição das extensões para ambos os lados da peça. Tal decisão resultou de se ter verificado, no segundo ensaio, que existia uma ligeira diferença entre os deslocamentos dos apoios laterais.

Os deflectómetros e os transdutores de fio foram dispostos com o intuito de ler os deslocamentos absolutos de alguns pontos singulares. O transdutor de fio d1 foi utilizado para medir o deslocamento máximo da peça no ponto de aplicação da carga. Os transdutores de fio d2 e d3 foram colocados nas paredes laterais (i) para medir o deslocamento lateral do tubo, no primeiro ensaio, e (ii) para determinar a rigidez dos apoios nos segundo e terceiro ensaios. Os deflectómetros d4, d5 e d6 foram colocados na face superior da base do tubo para avaliar os deslocamentos nos apoios (procurando confirmar a eficácia dos apoios) e, no caso do deflectómetro d4, para medir o deslocamento interior do tubo na zona central da base. Toda a instrumentação foi centrada (na direcção transversal) de cada provete.

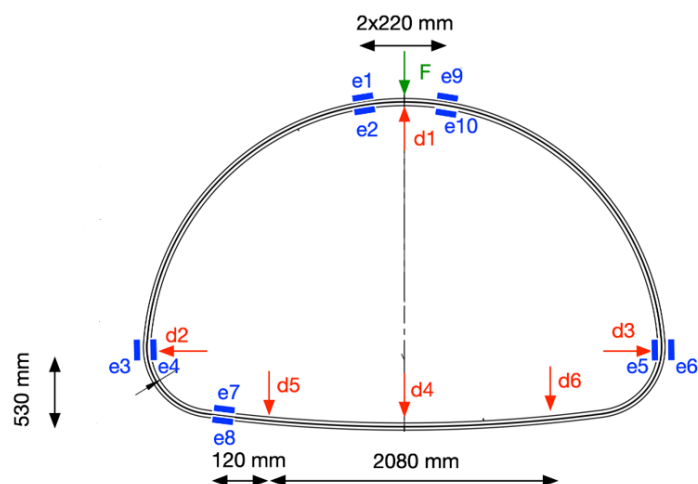


Figura 3.21 – Síntese da disposição da instrumentação utilizada nos ensaios dos provetes PH1; PH2 e PH3.

Em todos os ensaios foram sempre aplicadas duas pré-cargas, até um valor de força de cerca de 30 kN, para verificar que todos os aparelhos se encontravam a funcionar correctamente e para garantir a acomodação do sistema de ensaio, bem como o seu correcto funcionamento. De seguida, os provetes foram carregados monotonicamente até à rotura, a uma velocidade média de cerca de 0,5 kN/s. Nas próximas subsecções, apresentam-se os resultados de cada ensaio.

#### 3.4.4 Ensaio do provete PH1

O ensaio do provete PH1, tal como referido, foi marcado por algumas incertezas relacionadas com as condições de apoio ao longo do ensaio; por outro lado, não foi possível levar o provete até à rotura. Contudo, existem bastantes dados que podem ser analisados e que servem para caracterizar o comportamento deste tipo de estrutura tubular. Na figura 3.22, é possível analisar o comportamento do provete ao ser carregado em termos de força vs. deslocamento vertical do topo. Pode-se verificar que foi atingido o curso máximo de 250 mm do macaco hidráulico para uma carga de 200 kN (sem que tivesse ocorrido rotura). É possível afirmar que, após uma fase inicial em que o comportamento foi não linear (até cerca de 50 kN, devido ao dano progressivo no apoio), a estrutura apresentou um comportamento elástico linear, com um aumento proporcional da deformação com o aumento da carga. Nesta fase, a rigidez da estrutura pode ser obtida através do declive da curva força vs. deslocamento d1 (para força variável entre 50 kN e 100 kN), correspondendo a aproximadamente 0,8 kN/mm. O facto de a curva que traduz o comportamento da estrutura não ser completamente recta está relacionada com algumas acomodações a que a estrutura se foi adaptando ao longo do ensaio.

Após ter sido alcançado o curso máximo do macaco hidráulico, a unidade de pressão do sistema de carregamento foi bloqueada por alguns minutos; durante essa fase, ocorreu uma ligeira perda de força, praticamente sem variação do deslocamento. Na fase de descarga, à medida que a força aplicada foi sendo reduzida, o elemento tubular foi retomando a sua posição inicial. É de notar que o declive da curva força vs. deslocamento na fase de descarga, entre 50 e 200 kN, foi praticamente paralelo ao da fase de carga. No fim da descarga, a deformação residual foi cerca de 5%, correspondendo a um deslocamento (permanente) de 13 mm, associado essencialmente ao dano do apoio. Estes resultados

comprovam, uma vez mais, a elevada elasticidade deste material, que pode ser verificada na figura 3.22.

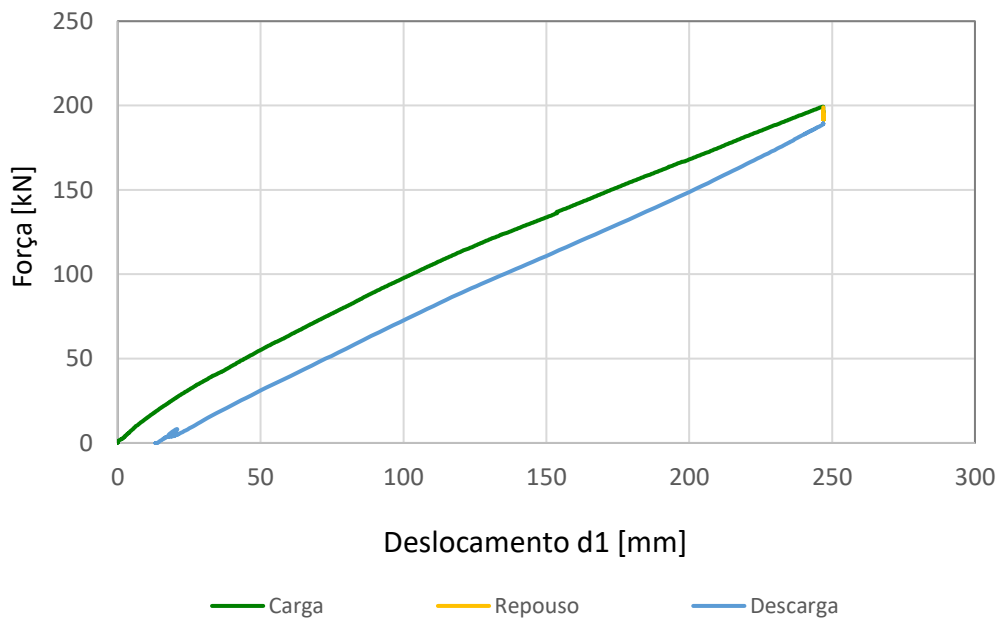


Figura 3.22 – Provete PH1: curva força vs. deslocamento d1.

As extremidades laterais do tubo apresentaram deslocamentos máximos na direcção horizontal de cerca de 100 mm, isto é, aproximadamente 40% de d1 (figura 3.23). Teoricamente, os deslocamentos d2 e d3 deveriam ser idênticos, visto que estes pontos se dispõem simetricamente em relação ao plano em que a carga é aplicada; contudo, devido a algumas imperfeições de montagem e/ou aplicação de carga, e ao facto de o dano no apoio não ter ocorrido de forma necessariamente simétrica, registou-se uma diferença relativa máxima de aproximadamente 20 mm entre aqueles deslocamentos.

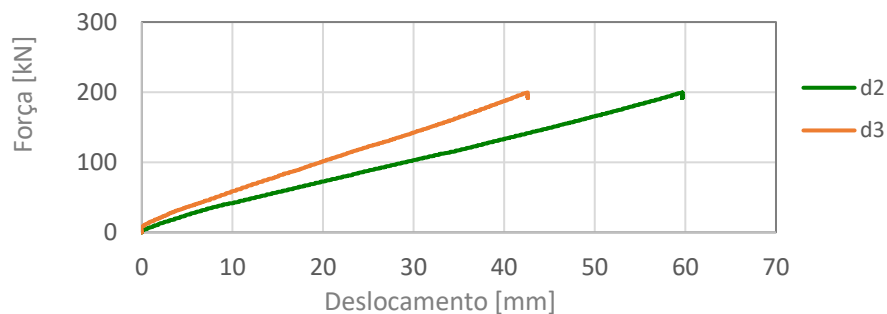


Figura 3.23 – Provete PH1: curvas força vs. deslocamento d2 e d3 (extremidades laterais).

Importa ainda referir-se que o deslocamento d4, apesar de reduzido, foi na direcção do interior do tubo. Este deslocamento mostra que se desenvolveram forças de tracção (de baixo para cima), que foram transmitidas ao *grout*, fazendo-o levantar. Este movimento fez com que as condições de apoio se alterassem durante o ensaio. A figura 3.24 ilustra este fenómeno, bem como a deformabilidade do elemento tubular.



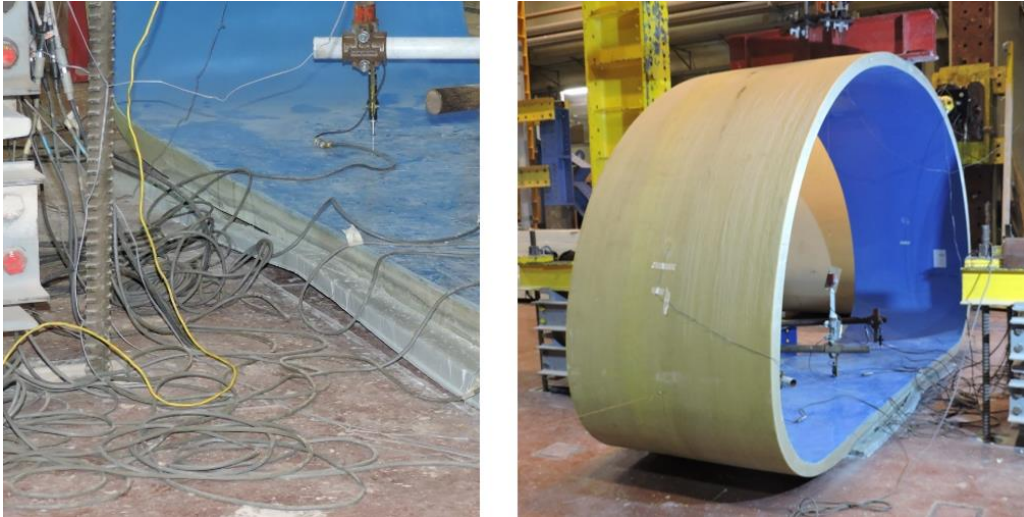


Figura 3.24 – Movimento ascendente do grout (à esquerda) e deformabilidade do provete para uma carga de 200 kN (à direita).

A figura 3.25 ilustra os resultados obtidos com os extensómetros. Mostra-se que a secção mais condicionante é, como seria de esperar, a que se encontra mais próxima da aplicação da carga e onde a espessura do tubo não é máxima. Os extensómetros ext1 e ext2 registaram um valor perto de 7000  $\mu\text{m}/\text{m}$ , correspondendo (fórmula 3.8) a uma tensão de cerca de 100 MPa (considerando  $E_{f,x} = 14,5 \text{ GPa}$ ). Importa lembrar que, neste ensaio, a rotura do tubo não foi atingida e que a distância entre o ponto de aplicação da carga e a localização do extensómetro faz com que as extensões que este regista sejam consideravelmente inferiores às extensões máximas na secção de aplicação da carga – este aspecto é desenvolvido no estudo numérico.

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad [\text{MPa}] \quad (3.8)$$

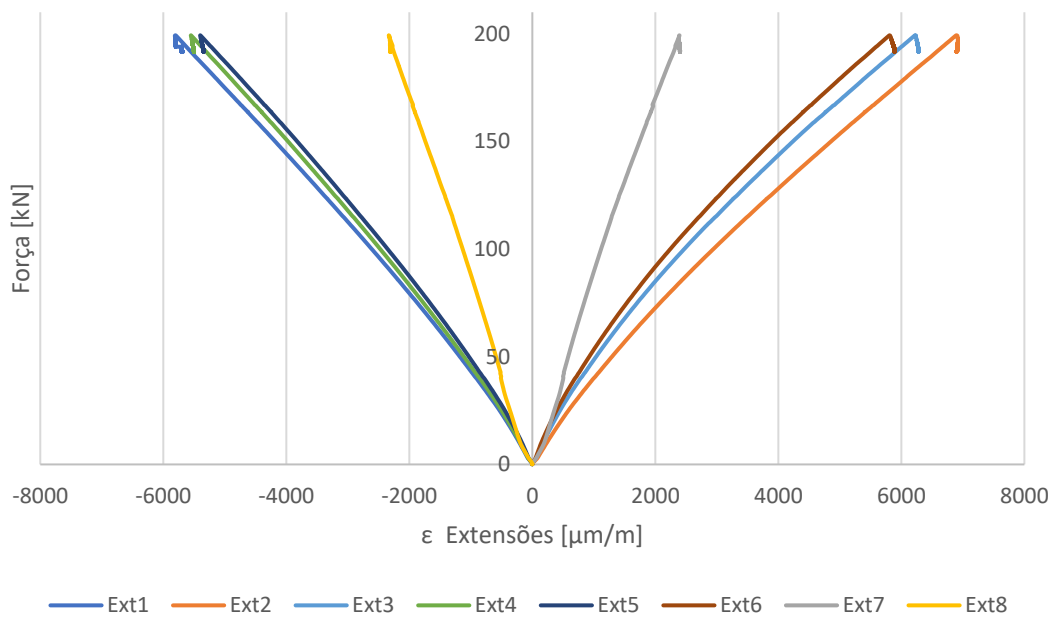


Figura 3.25 – Extensões registadas no provete PH1.

Constata-se ainda que a cada par de extensómetros colocados numa mesma secção corresponde um valor negativo (da zona em compressão) e um valor positivo (da zona em tracção). Apesar de os pares de valores numa mesma secção terem a mesma ordem de grandeza, geralmente, as extensões de compressão apresentam valores absolutos ligeiramente superiores aos valores em tracção – tal resultará do facto de o elemento tubular estar sujeito a flexão e a compressão. Também é possível verificar que existe bastante semelhança no conjunto ext5 e ext6 com o conjunto ext3 e ext4, traduzindo simetria no comportamento do elemento tubular. Como seria de esperar, as extensões mais elevadas foram registadas nos extensómetros ext1 e ext2 e as mais reduzidas nos extensómetros ext7 e ext8 onde os esforços são mais reduzidos (como se mostra no capítulo 4).

### 3.4.5 Ensaio do provete PH2

Como referido, neste provete, o elemento tubular foi travado lateralmente horizontalmente na zona de maior largura e, na face inferior, foram colocados dois apoios verticais.

Na figura 3.26, apresenta-se a curva força vs. deslocamento d1 do provete PH2. Tal como provete PH1, este provete também apresentou um comportamento linear praticamente até à rotura. É de referir que, para uma força de cerca de 50 kN, ocorreu uma redução súbita embora ligeira da força; tal correspondeu à remoção do porta-paletes. A rotura foi atingida para uma força de 371 kN, correspondendo a um deslocamento d1 de 162 mm, tendo-se seguido uma redução de força súbita com aumento do deslocamento d1. É de referir que, para uma carga de 200 kN, em d1 no provete PH1, foi registado um deslocamento d1 de 240 mm, enquanto no provete PH2, para a mesma força, foi registado um deslocamento de 80 mm, correspondendo a um notável aumento da rigidez de 3 vezes, tal como previsto.

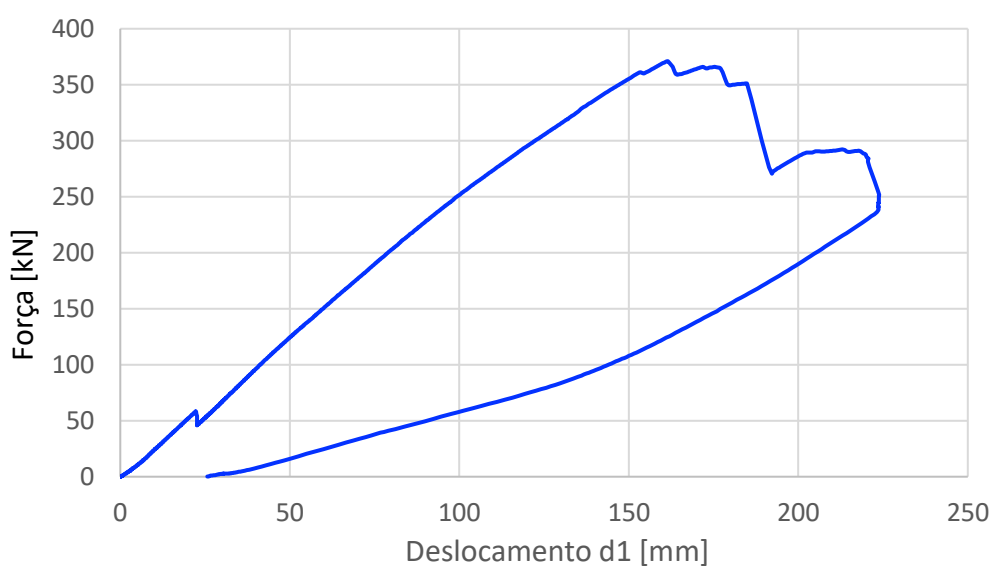


Figura 3.26 – Curva força vs. deslocamento do ponto 1 do provete PH2.

Com o travamento lateral foi possível restringir os deslocamentos aumentando as tensões. A rotura do material deu-se por esmagamento das fibras superiores na altura em que a estrutura deixou de conseguir resistir às compressões na face exterior da zona superior do provete PH2. O modo de rotura encontra-se ilustrado na figura 3.27.



Figura 3.27 – Modo de rotura do provete PH2.

Neste ensaio, apenas foram utilizados os extensómetros ext1 e ext2, cujos resultados são ilustrados na figura 3.28. Nesta figura, observa-se que a extensão máxima foi 8300  $\mu\text{m/m}$  (em vez de 6900  $\mu\text{m/m}$ , atingidos no provete PH1, 17% inferiores), sugerindo que o provete PH1 terá ficado relativamente próximo de atingir a rotura.

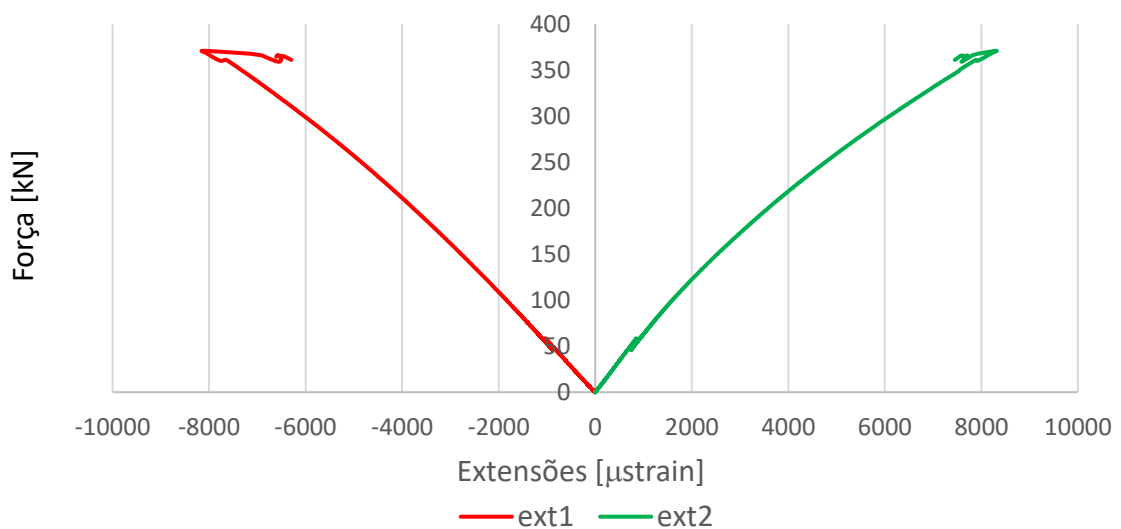


Figura 3.28 – Provete PH2: força vs. extensões ext1 e ext2.

A figura 3.29 mostra os deslocamentos horizontais dos travamentos laterais d2 e d3 (ambos para o exterior do tubo), em função da carga aplicada; com base nestas curvas, foi possível obter a rigidez destes apoios, um parâmetro importante para o desenvolvimento do modelo numérico. É possível verificar que o deslocamento registado nos dois apoios laterais não foi idêntico. Este fenómeno estará associado a alguma excentricidade ocorrida durante o ensaio, difícil de evitar face à natureza e dimensão do ensaio, e/ou à falta de regularidade geométrica do próprio elemento tubular.



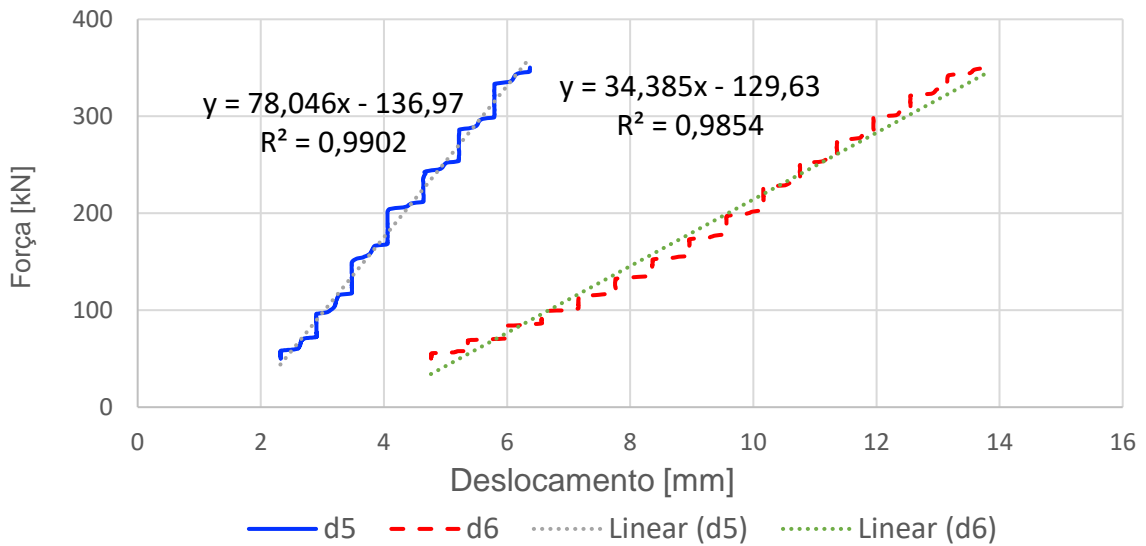


Figura 3.29 – Rigidezes dos apoios laterais no segundo ensaio PH2.

Após a análise dos resultados obtidos, foi possível calcular uma rigidez média dos apoios de 56,2 KN/mm. Este valor resulta da média dos valores das regressões lineares representadas na figura 3.29.

Relativamente aos deslocamentos da base do provete PH2, importa constatar que, por um lado, os deflectómetros colocados sobre os apoios (d5 e d6) registaram um deslocamento máximo de 2 mm e que, por outro lado, tal como no provete PH1, houve um movimento ascendente na zona central da base, onde o deslocamento (d4) máximo foi cerca de 16 mm (figura 3.30). Cada apoio acabou por funcionar como um ponto de inflexão da deformada da estrutura, sendo o valor (não nulo) de 2 mm justificado com algum esmagamento (local) do material mais próximo do apoio.

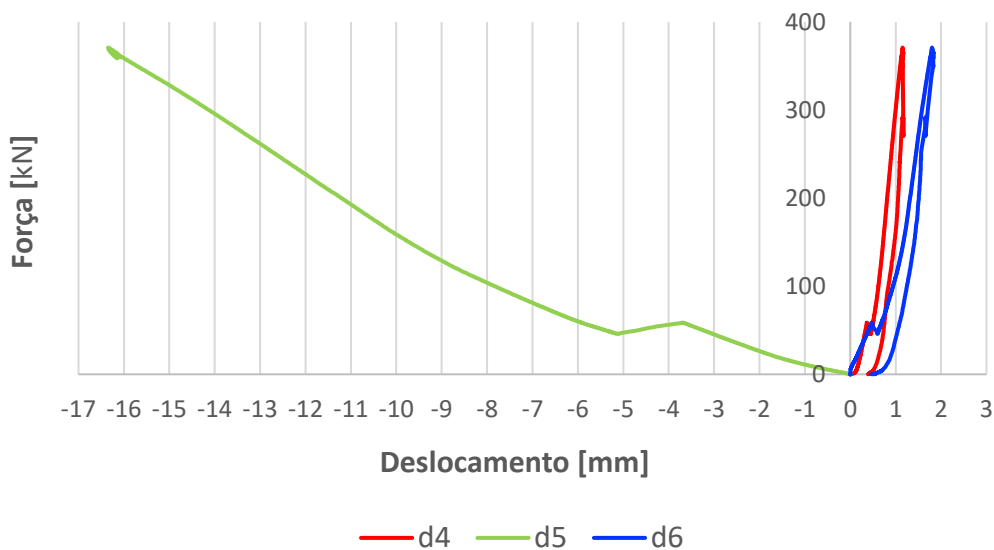


Figura 3.30 – Deslocamentos na base do provete PH2.

### 3.4.6 Ensaio do provete PH3

Como referido, o ensaio do provete PH3 foi efectuado utilizando um esquema de ensaio semelhante ao do provete PH2. A única diferença consistiu na introdução dos extensómetros ext9 e ext10, dispostos simetricamente aos extensómetros ext1 e ext2, com o intuito de verificar a simetria das extensões na zona em que estas são mais elevadas.

Na figura 3.31 apresenta-se a curva força vs. deslocamento vertical d1 obtida no ensaio do provete PH3, sendo apresentada a comparação com os provetes PH1 e PH2. Em termos qualitativos, o comportamento do provete PH3 foi em tudo semelhante ao do provete PH2. Contudo, pode-se observar que o declive da recta que traduz a fase de comportamento linear do provete PH2 traduz uma rigidez superior em cerca de 25%. Também a força última do provete PH3 foi superior em cerca de 25%, aumentando de 371 kN para 464 kN. Estas diferenças são atribuídas à variabilidade nas propriedades e, sobretudo, na geometria dos elementos tubulares, nomeadamente na sua espessura. Este aspecto é discutido no subcapítulo 3.6.

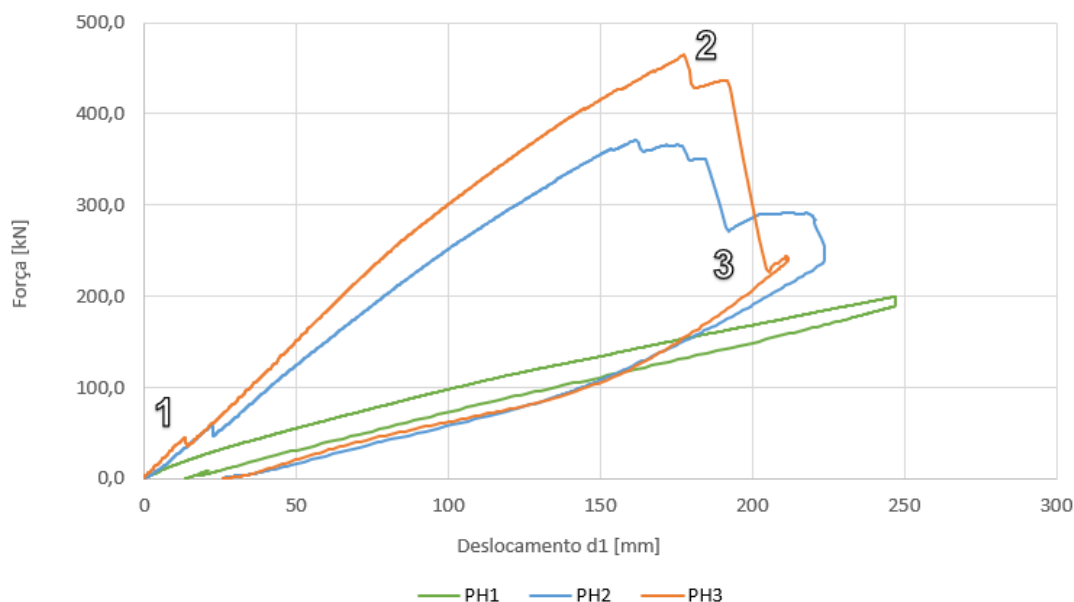


Figura 3.31 – Curva força/deslocamento do ponto 1 dos provetes PH1, PH2 e PH3.

Na Figura 3.32, apresenta-se um esquema fotográfico representativo das várias fases do ensaio. Este começou, como qualquer um dos ensaios anteriores, com uma pré-carga. Após a remoção da pré-carga, a estrutura foi carregada (1) novamente até ser atingida a rotura (2). Ao ser atingida a carga máxima (464 kN), deu-se a rotura por compressão (esmagamento) na face superior da secção de topo, devido à flexão e compressão da peça. Nesta fase, a força reduziu ligeiramente (cerca de 30 kN) e, apesar da rotura, a estrutura ainda foi capaz de suportar um ligeiro aumento de força, contudo com uma rigidez muito inferior. Quando se registou um deslocamento d1 de 191 mm, a rotura por compressão deu origem a corte interlaminar com delaminação das diferentes camadas e desenvolvimento de uma fissura inclinada por corte (3). Neste momento, desenvolveu-se uma rótula

inelástica, justamente sob o ponto de aplicação da carga. Foi ainda possível constatar a existência de fissuração por tracção longitudinal ao longo da largura da face inferior.



*Figura 3.32 – Esquema ilustrativo das várias fases de ensaio do provete PH3: 1 – Início do ensaio; 2 – Momento antes da rotura; 3 – Após ser atingida a rotura.*

A figura 3.33 apresenta as curvas força vs. extensão axial nos diferentes extensómetros, sendo também apresentada a comparação das leituras nos extensómetros ext1 e ext2 obtidas no ensaio do provete PH2. Verifica-se a semelhança entre as extensões registadas nos dois ensaios. Ao analisar os resultados obtidos no ensaio do provete PH3, regista-se uma extensão máxima de 10500  $\mu\text{m}/\text{m}$ , que corresponde a uma tensão de 153 MPa (considerando  $E = 14,5\text{Gpa}$ ).

Finalmente, é de referir que a rigidez registada nos apoios laterais do provete PH3 também foi semelhante à do provete PH2. No provete PH3, obteve-se uma rigidez média nos apoios de 51,5 kN/mm, 9% inferior à obtida no provete PH2.

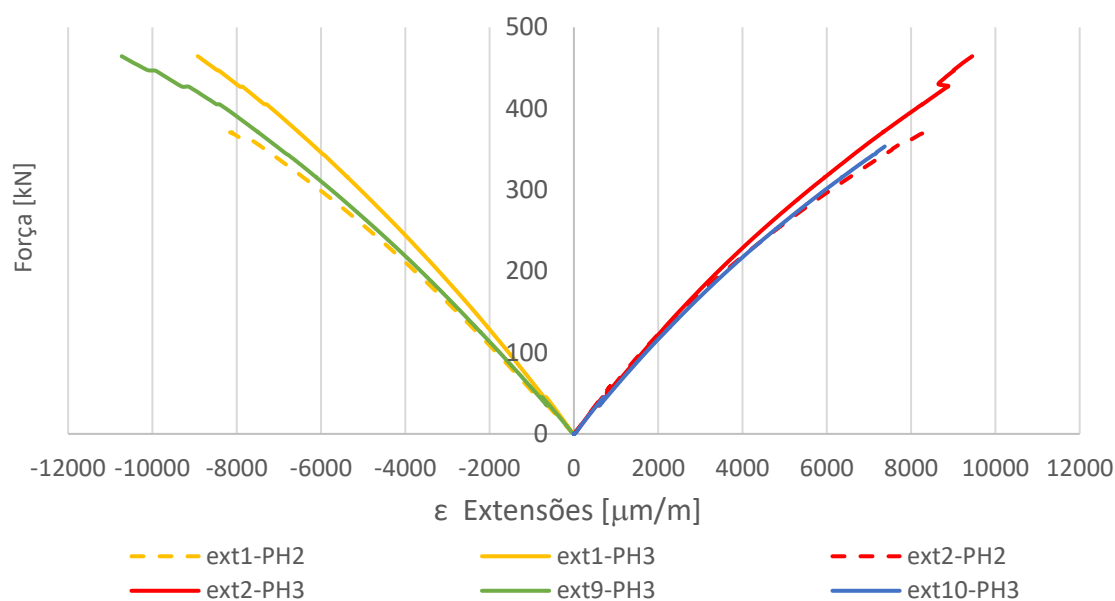


Figura 3.33 – Sobreposição das extensões registadas entre os provetes PH2 e PH3.

### 3.5 Considerações Finais

Na tabela 3.10 apresenta-se um resumo das seguintes propriedades obtidas nos ensaios de caracterização do material: percentagem mássica (i) de resina, (ii) de fibra de vidro e (iii) de areia de quartzo; (iv) módulo de elasticidade à flexão na direção longitudinal,  $E_{f,x}$ ; (v) e (vi) módulo de elasticidade à compressão nas direções longitudinal e transversal,  $E_{c,x}$  e  $E_{c,y}$ ; (vii) e (viii) tensão máxima de compressão nas direções longitudinal e transversal,  $\sigma_{cu,x}$  e  $\sigma_{cu,y}$ ; (x) tensão máxima de flexão na direção longitudinal,  $\sigma_{fu,x}$ ; (xi) tensão máxima de corte interlaminar na direção longitudinal,  $\tau_x$ ; (xii) extensão máxima de flexão na direção longitudinal,  $\varepsilon_{fu,x}$ ; e (xiii) e (xiv) extensões máximas de compressão nas direções longitudinal e transversal,  $\varepsilon_{cu,x}$  e  $\varepsilon_{cu,y}$ .

Na tabela 3.11, apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos nos ensaios dos provetes PH1, PH2 e PH3, que, como referido, foram testados com sistemas de apoio diferentes. Em particular, são listados os seguintes valores: (i) rigidez inicial da curva força vs. deslocamento vertical no topo do provete ( $K_{F-d1}$ ); (ii) rigidez da curva força vs. deslocamento horizontal na zona de maior largura do provete ( $K_{F-d2/d3}$ ); (iii) força máxima ( $F_{max}$ ); (iv) deslocamento vertical no topo do provete para a força máxima ( $d1_{Fmax}$ ); (v) extensões máximas positiva e negativa ( $\varepsilon_{max}^+$  e  $\varepsilon_{max}^-$ ). Nesta tabela, apresenta-se ainda a espessura dos elementos tubulares na zona central ( $t_{central}$ ), onde ocorreu rotura no caso dos provetes PH2 e PH3.

Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de caracterização do material.

Resina (%)	43
Fibra de Vidro (%)	30
Resina (%)	27
$E_{f,x}$ (Gpa)	14,5
$E_{c,x}$ (Gpa)	14,0
$E_{c,y}$ (Gpa)	6,0
$\sigma_{fu,x}$ (MPa)	316
$\sigma_{t,y}$ (MPa)	91
$\sigma_{cu,x}$ (MPa)	211
$\sigma_{cu,y}$ (MPa)	107
$\tau$ (MPa)	14,9
$\epsilon_{fu,x}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	20 500
$\epsilon_{cu,x}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	-14 000
$\epsilon_{cu,y}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	-19 000

Tabela 3.11 – Resultados experimentais à escala real.

Provete	PH1	PH2	PH3
$K_{F-d1}$ (kN/mm)	0,69	2,83	3,27
$K_{F-d2/d3}$ (kN/mm)	3,62	56,5	51,5
$F_{\text{max}}$ (kN)	200	371	465
$d1_{F_{\text{max}}}$ (mm)	247	162	178
$\epsilon^+_{\text{max}}$ ( $\mu\text{strain}$ )	6920	8320	9451
$\epsilon^-_{\text{max}}$ ( $\mu\text{strain}$ )	-5812	-8158	-10728
$t_{\text{médio}}$ (mm)	61,1	59,6	65,1
$t_{\text{central}}$ (mm)	58	58	65
Peso (Kg)	1102	1078	1112

Como seria de esperar, o provete PH1 apresentou uma rigidez  $K_{F-d1}$  muito inferior (3,4 a 4,2 vezes) à dos provetes PH2 e PH3; tal justifica-se pelas diferenças entre as suas condições de apoio, muito mais flexíveis no provete PH1. Do mesmo modo, também a rigidez  $K_{F-d2/d3}$  destes dois grupos de provetes foi substancialmente diferente, tendo sido muito inferior no provete PH1 (onde os deslocamentos

horizontais eram livres) do que nos provetes PH2 e PH3 (onde aqueles deslocamentos estavam restringidos).

Entre os provetes PH2 e PH3, o segundo apresentou maior rigidez  $K_{F-d1}$  (1,16 vezes superior). Uma vez que o peso dos vários provetes é bastante semelhante, o aumento da rigidez poderá, pelo menos em parte, ser justificado pelas diferenças na espessura média das suas paredes (9% superior no provete PH3). O provete PH3 apresentou igualmente uma maior força máxima do que o provete PH2 (1,25 vezes superior); essa diferença poderá estar associada à maior espessura do provete PH3 (1,12 vezes superior) na zona do topo do tubo, onde a rotura se desenvolveu. Note-se que, para uma arquitectura de fibras equivalente, a resistência à flexão depende do quadrado da altura da secção; neste caso, o quadrado da relação entre as espessuras dos provetes PH3 e PH2 na zona central é 1,26, que corresponde praticamente à relação entre as forças máximas medidas naqueles provetes (1,25).

Para se ter uma maior sensibilidade das forças em causa aplicadas nos ensaios dos elementos tubulares, para o dimensionamento de pontes rodoviárias, desde 1983, é utilizado em Portugal o Regulamento de Segurança e Ações de Edifícios e Pontes [32], também conhecido por RSA. Este prevê que um veículo tipo tenha uma carga máxima de 600 kN, distribuída por 3 eixos, afastados de 1,50 m. Cada eixo é constituído por dois conjuntos de rodas distanciados de 2,0 m. A cada conjunto de rodas está, portanto, associada uma carga de 200 kN. Cada um destes conjuntos de rodados tem uma largura de influência de 2 m (igual ao dobro da largura dos tubos ensaiados). No ensaio em questão, foi aplicada uma força superior a meio veículo tipo, mas concentrada numa largura de 1 m (aplicada numa área de  $0,15\text{m}^2$ ); noutra perspectiva, para uma largura de elemento tubular de 2 m (o dobro da ensaiada), corresponderia uma força superior à totalidade do veículo tipo, mas concentrada na secção central.

Concluídos com sucesso os ensaios experimentais, no próximo capítulo, apresenta-se a modelação numérica dos ensaios à escala real. Este estudo foi essencial não só para permitir comparar os resultados do modelo numérico e os obtidos nestes últimos ensaios, mas também para obter um melhor conhecimento das propriedades deste material compósito, nomeadamente para estimar a sua resistência, já que não foi possível medir as tensões (extensões) na secção de carregamento.

## **4 Estudo Numérico**

### **4.1 Considerações iniciais**

O presente capítulo teve como principal objectivo desenvolver um modelo numérico capaz de simular a resposta estrutural dos tubos estudados, prevendo as suas tensões/deformações e comparando os resultados do modelo com os medidos nos ensaios. Pretende-se também que esta análise permita estudar a localização e magnitude das tensões mais condicionantes a que estes tubos podem ser sujeitos, quer na situação de ensaio, quer numa obra real.

O estudo numérico consistiu no desenvolvimento de vários modelos com recurso ao programa de elementos finitos SAP2000 (SAP). Os modelos foram previamente desenhados em AutoCAD (ACAD). No presente capítulo, são analisadas duas situações: (i) situação idêntica aos ensaios de laboratório à escala real; (ii) situação de projecto de uma obra, em que os tubos são utilizados numa passagem hidráulica nova.

### **4.2 Objectivos e fases do estudo numérico**

Como referido, numa primeira fase, o objectivo do estudo numérico consistiu no desenvolvimento de modelos capazes de simular a resposta estrutural dos tubos ensaiados e, desse modo, estimar as tensões máximas verificadas nos ensaios experimentais, que não foi possível medir (apenas é possível medir extensões), nem estimar na zona de tensões máximas (secção de aplicação da carga). Lembra-se que o extensómetro mais próximo desta secção crítica se encontrava a 220 mm da secção carregada.

Numa segunda fase, foi simulada uma situação de projecto referente a uma obra nova utilizando tubos com geometria e propriedades idênticas às utilizada na modelação da primeira fase. O objectivo, neste caso, foi avaliar a viabilidade de cumprir, com esta solução estrutural, os requisitos de desempenho em estados limite de serviço (flechas máximas, passíveis de provocar danos ou fissuração no pavimento) e estados limite últimos (resistência).

### **4.3 Simulação dos ensaios laboratoriais**

#### **4.3.1 Descrição do modelo**

Para simular os ensaios laboratoriais, em primeiro lugar, a estrutura tubular foi desenhada em ACAD. Para isso, foi utilizado como base o desenho do fornecedor dos tubos AMIBLU (Anexo B). Com base no levantamento da espessura dos provetes apresentada na secção 3.3.2, optou-se por considerar uma espessura nominal constante de 60 mm.

Definida a geometria (a 1 dimensão) e a espessura em ACAD, o modelo foi então exportado para o SAP. Uma vez que a geometria do tubo resulta da intercepção de vários círculos de raios diferentes, o desenho resulta da fragmentação destes círculos em pequenos segmentos rectos, com um comprimento de cerca de 35 mm. Estes elementos de barra foram posteriormente convertidos para elementos de área (a 2 dimensões) e replicados várias vezes até ser obtido um comprimento de 1 m, idêntico ao dos tubos ensaiados.

A malha de elementos finitos utilizada, com elementos “*shell*”, inclui elementos com a geometria o mais quadrada possível, com aproximadamente 40 mm de lado (figura 4.1). Após definida a geometria, foi necessário atribuir a estes elementos o seu material e respectivas secções. Para isso, começou-se por definir um material denominado “GFRP”, ortotrópico, cujas propriedades mecânicas se encontram apresentadas na Tabela 4.1, em que 1 e 2 são as direcções no plano do tubo, respectivamente longitudinal e transversal, e 3 é a direcção para fora do plano do tubo; várias destas propriedades foram definidas com base nos ensaios de caracterização do material, tendo as restantes sido definidas com base em valores correntes para este tipo de material, disponíveis na literatura.

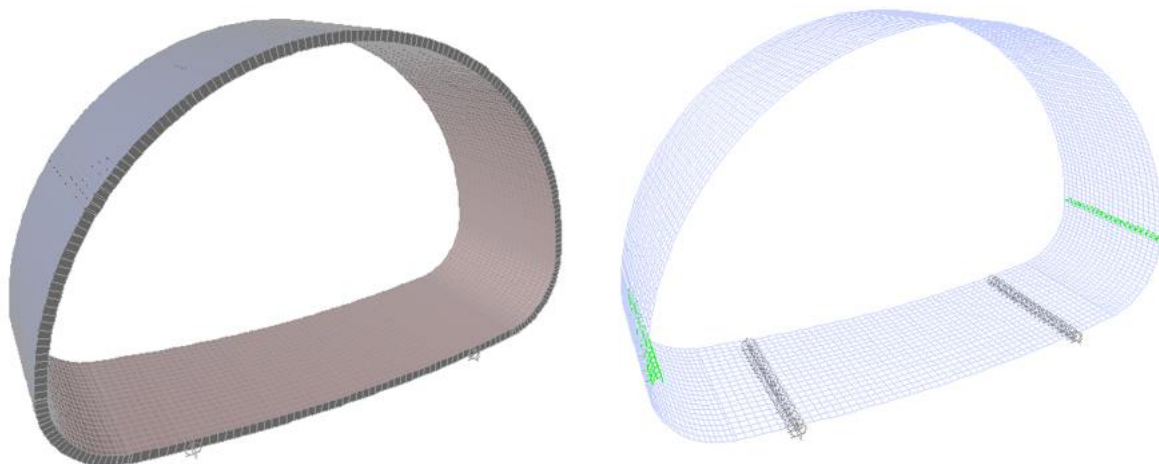


Figura 4.1 – Malha do modelo usada no programa SAP.

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do compósito inseridas no modelo numérico.

E1	14 500 000	kN/m <sup>2</sup>
E2	6 000 000	kN/m <sup>2</sup>
E3	3 500 000	kN/m <sup>2</sup>
$\nu_{12} = \nu_{13} = \nu_{23}$	0,3	-
$G_{12} = G_{13} = G_{23}$	3 000 000	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>

Por ter sido efectuada uma análise elástica linear, foi aplicada uma carga unitária de 1 kN numa área de 0,15 x 1 m no topo do tubo, tal como no ensaio experimental, correspondente a uma carga uniformemente distribuída (pressão) de 6,67 kN/m<sup>2</sup>. Todos os resultados obtidos neste primeiro modelo são, portanto, função desta carga unitária.



As condições de apoio definidas no modelo numérico tiveram como objectivo representar as restrições impostas nos ensaios dos dois últimos provetes PH2 e PH3, em que foram restringidos os deslocamentos verticais em 2 alinhamentos da face inferior e os movimentos laterais na zona de maior largura do tubo. Assim, na face inferior, a uma distância de 1 m do eixo central (para ambos os lados), os deslocamentos verticais ( $U_z$ ) foram restringidos em toda a extensão transversal, tendo sido permitidas as rotações sobre estes nós. Nas zonas de maior largura dos elementos tubulares, a uma altura à base de cerca de 54 cm, foram inseridas molas que simularam os apoios laterais que restringiram os deslocamentos horizontais. A rigidez desta mola foi calculada de forma a obter um deslocamento vertical no topo do provete idêntico ao registado nos ensaios. Assim, a rigidez dos apoios foi definida como  $k = 1000 \text{ kN/m}$  (em cada um dos 25 nós de cada um dos lados).

#### 4.3.2 Resultados e discussão

Na figura 4.2 apresenta-se o diagrama dos deslocamentos verticais e horizontais (segundo os eixos  $z$  e  $x$ , respectivamente) para uma carga unitária. Como seria de esperar, os maiores deslocamentos verticais ocorrem na zona superior, onde a carga foi aplicada, e têm um valor negativo, ou seja, reflectem um movimento descendente. Também é possível observar que a face inferior subiu ligeiramente, criando-se um ponto de inflexão nos apoios, tal como se observou nos ensaios. É ainda de notar que os deslocamentos horizontais nas paredes laterais são reduzidos, mas não nulos, dada a restrição imposta pelo sistema de travamento.

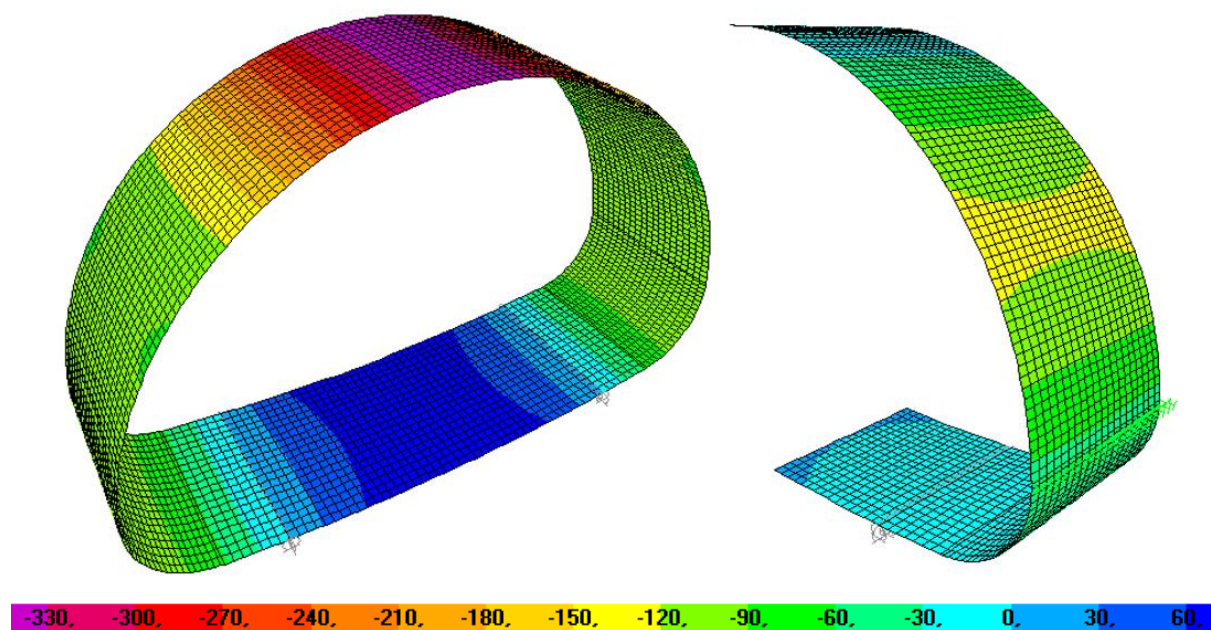


Figura 4.2 – Diagrama dos deslocamentos  $U_z$  (à esquerda) e  $U_x$  (à direita)  $x0,001 \text{ mm}$  para uma carga unitária.

A rigidez definida pelos deslocamentos calculados no ponto de aplicação da carga foi comparada com os valores de rigidez obtidos nos ensaios dos provetes PH2 e PH3. A figura 4.3, que compara a parte inicial das curvas força vs. deslocamento obtidas nos ensaios experimentais (em que o comportamento foi elástico linear) com as dos modelos, permite constatar que a rigidez obtida pelo modelo é bastante semelhante à dos provetes ensaiados. Para uma carga de 40 kN, foi obtido no modelo um

deslocamento de 14,2 mm, que compara com valores medidos nos provetes PH2 e PH3 de 15,6 mm e 11,6 mm, respectivamente. Importa relembrar que as espessuras medidas no topo dos provetes PH2 e PH3 foram 58 mm e 65 mm, respectivamente, e que a espessura considerada no modelo numérico (60 mm) se encontra compreendida entre estes dois valores. Tal poderá explicar em parte o facto da rigidez obtida numericamente se encontrar compreendida entre os valores de rigidez medidos em ambos os provetes.

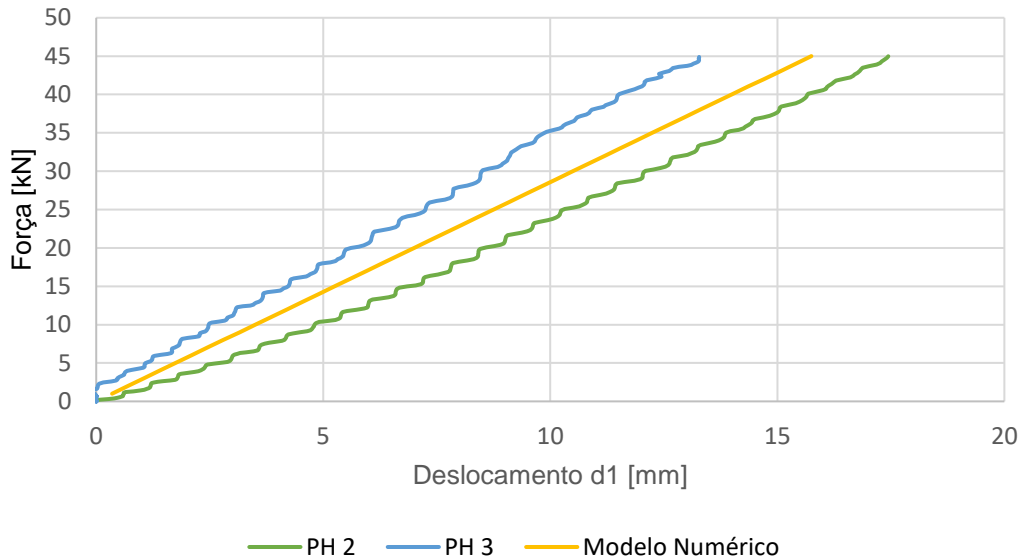


Figura 4.3 – Comparação entre as curvas força vs. deslocamento dos provetes PH2 e PH3 com o modelo numérico.

A figura 4.4 compara a evolução das extensões axiais registadas nos extensómetros ext1 (compressão) e ext2 (tracção). Também aqui foi possível constatar uma boa concordância entre os resultados numéricos e os experimentais obtidos nos provetes PH2 e PH3.

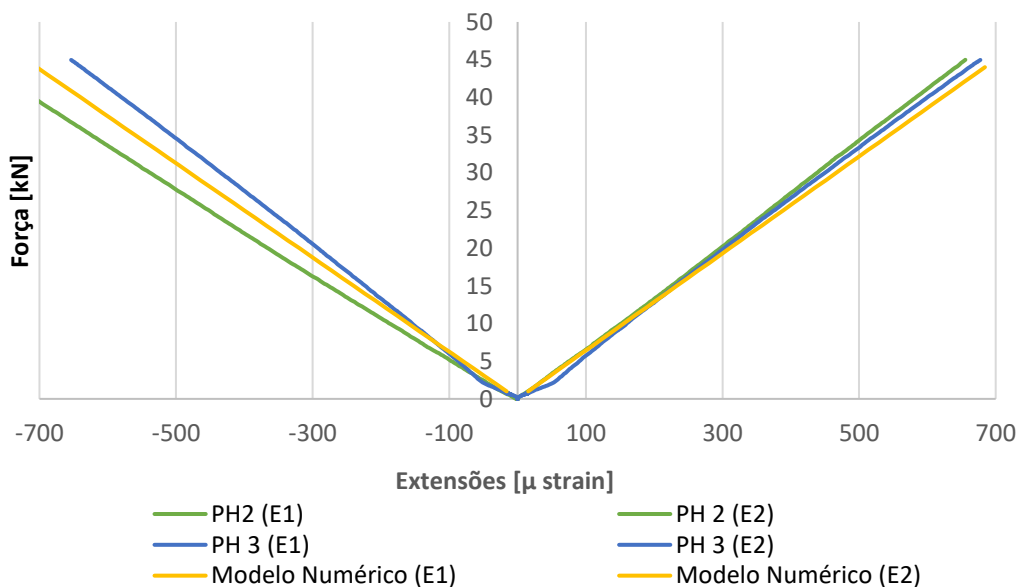


Figura 4.4 – Comparação de curvas de extensões.

As tensões axiais máximas foram registadas na zona superior do provete. Em cada secção, foi possível verificar que as tensões de compressão são superiores às de tracção (figura 4.5). Este fenómeno é explicado pelo facto de, cada secção, estar submetida a momento flector (que gera tensões de tracção e compressão nas fibras extremas) e a esforço axial de compressão (que gera tensões de compressão uniformes na secção).

A tensão máxima obtida no modelo numérico, para a carga unitária aplicada, foi 500 KPa. A partir das forças máximas obtidas nos ensaios dos provetes PH2 e PH3 (397 kN e 464 kN), foram estimadas tensões de rotura de 199 MPa e 203 MPa, respectivamente. Estes valores comparam relativamente bem com a tensão máxima de compressão obtida nos ensaios de caracterização mecânica do material GFRP (211 MPa).

No que se refere à tensão máxima de corte (Anexo D, Figura D1), no modelo, foi determinado um valor (para a carga unitária) de 90 Pa, que é significativamente inferior à resistência ao corte interlaminar obtidas nos ensaios (127 kPa/kN). Conclui-se, assim, que as tensões de corte não terão sido condicionantes para o mecanismo de colapso.

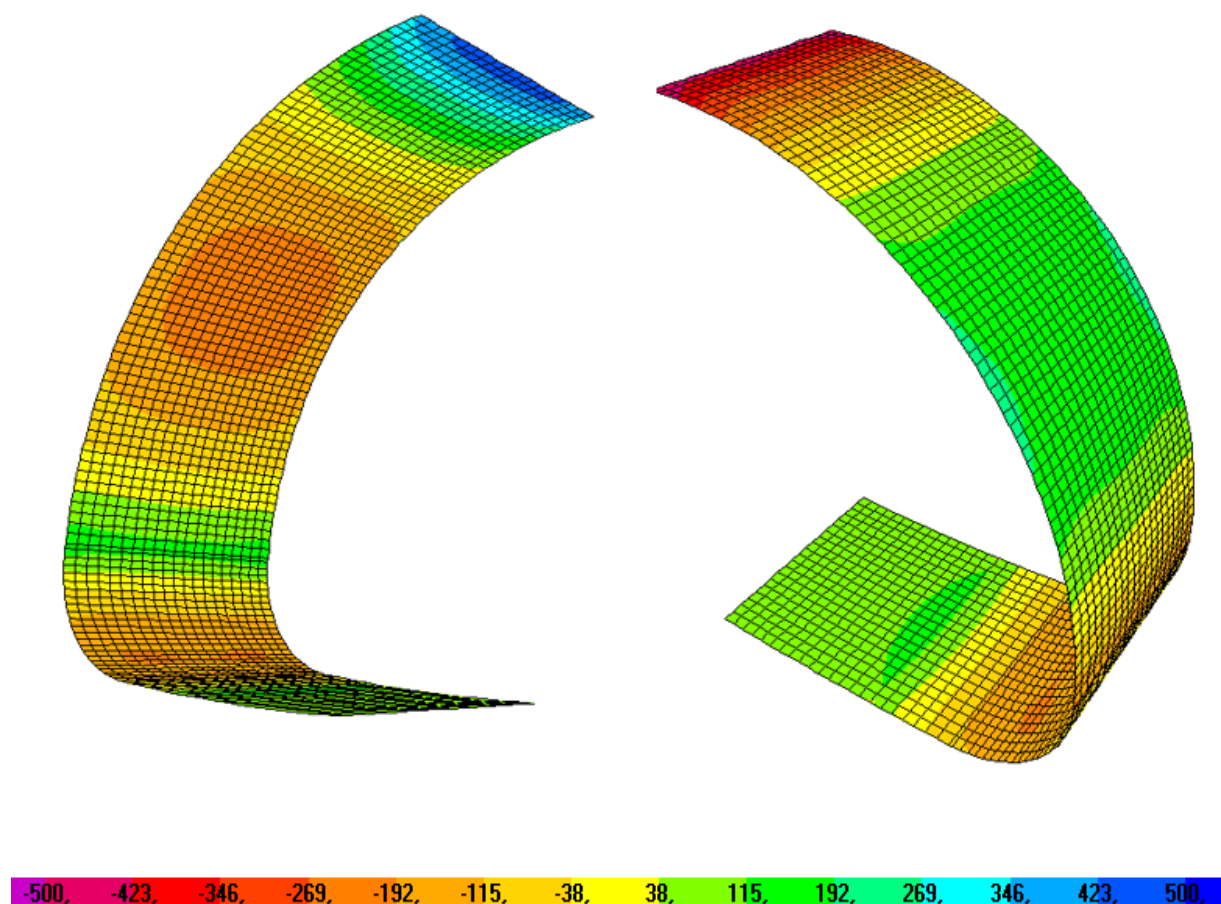


Figura 4.5 – Tensões axiais na direcção x, na face exterior/interior do tubo, em kPa para a carga unitária.

## 4.4 Simulação de uma situação de projecto

### 4.4.1 Descrição do modelo

Após a validação dos modelos numéricos, considerou-se interessante simular uma situação de projecto, isto é, uma obra real de aplicação dos tubos em GFRP numa passagem hidráulica sob uma estrada, considerando o efeito do solo envolvente e as acções rodoviárias; para este último efeito, foram consideradas as acções definidas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) [32].

Para este estudo, foi considerada uma situação de projecto genérica, não relacionada com a obra em estudo no capítulo 5. Contudo, foi considerada uma geometria e propriedades mecânicas dos tubos idênticas às estudadas até agora. Importa também referir que foram desprezadas as contribuições resistentes do aço existente e do anel de *grout* que envolve o tubo de GFRP. A não consideração destas contribuições tornou o modelo mais conservativo em obras de reabilitação; por outro lado, esta abordagem permitiu avaliar a viabilidade de passagens hidráulicas novas com recurso a esta solução construtiva.

Foi considerada uma estrada tipo com duas vias, uma em cada direcção. Cada uma destas faixas de rodagem tem uma largura de 3 m e uma berma associada de 1 m. Foi ainda considerado um passeio de 1 m de largura em cada lado da via. Decidiu-se colocar uma camada de aterro com 0,60 m de espessura acima do tubo, sendo este o valor mínimo adoptado em obras deste tipo. O perfil transversal da via encontra-se ilustrado na figura 4.6.

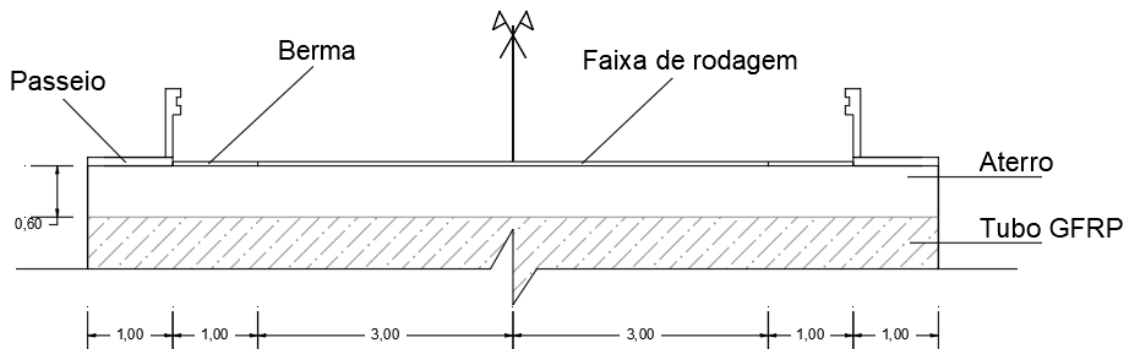


Figura 4.6 – Perfil transversal do modelo em estudo.

A estrutura foi também modelada no programa SAP2000, tendo sido desenvolvido um modelo numérico tridimensional e simuladas várias combinações de acções para identificar quais as mais condicionantes. Posteriormente, para verificar a segurança e tendo em atenção os coeficientes parciais de segurança, foram comparados os valores de cálculo das tensões actuantes com os valores de cálculo das tensões resistentes. Para esse efeito, foi considerado o “final draft” da especificação técnica prCEN/TS 19101:2020 “*Design of fibre-polymer composite structures*” [3].

O desenho longitudinal do modelo foi concebido em ACAD, em 2D, através da criação de uma malha que se tentou que fosse o mais uniforme possível. Esta malha foi depois exportada para o SAP e serviu de molde para os elementos sólidos, que foram posteriormente extrudidos com base nos elementos planos.

Estes elementos sólidos foram utilizados para simular o aterro, cujas propriedades são indicadas na tabela 4.2. Já o tubo em material compósito e o pavimento betuminoso foram simulados através de elementos planos (*shell*). Ao tubo de GFRP, à semelhança da modelação anterior, foi atribuída uma espessura nominal média de 60 mm e as propriedades mecânicas indicadas na tabela 4.1. Para o pavimento betuminoso, foi considerada uma espessura de 50 mm e um comportamento isotrópico, com um módulo de elasticidade de 2,5 GPa. As propriedades mecânicas do aterro e do pavimento betuminoso foram inseridas no programa com base num artigo publicado em 2012 [33]. Como referido, o pavimento foi simulado com uma largura de 8 m, contendo as duas faixas de rodagem e as duas bermas, tendo sido desprezada a contribuição do passeio.

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do aterro e do pavimento.

Nome do Material	Aterro		Pavimento	
E	65 000	kN/m <sup>2</sup>	2500000	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>	20	kN/m <sup>3</sup>
$\nu$	0,3	-	0,3	-

Foi considerado, com hipótese simplificativa, que os deslocamentos do solo 1,50 m abaixo da base do tubo seriam nulos. Assim, os deslocamentos dos nós situados à cota  $z = 0$  foram restringidos, sendo apenas permitidas as rotações. O modelo completo é apresentado na figura 4.7.

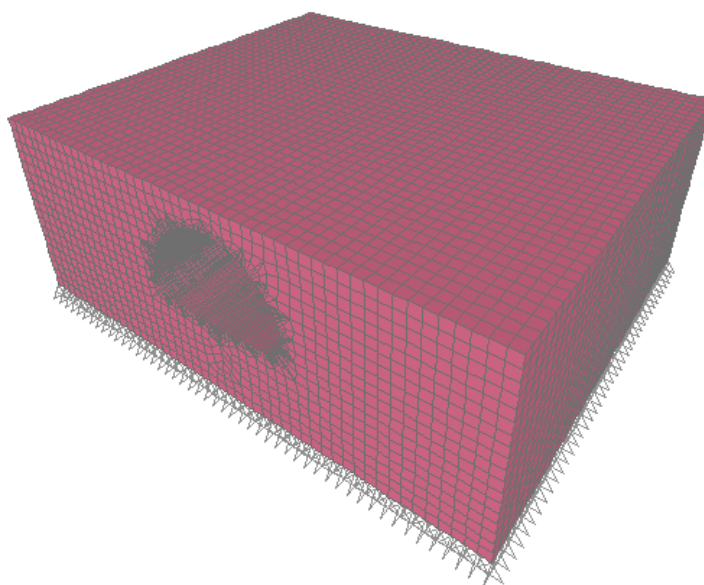


Figura 4.7 – Modelo 3D usado para a simulação de projecto.

Segundo o RSA, para o dimensionamento deste tipo de passagens, deve ser analisado o conjunto de acções mais condicionante. Este regulamento prevê duas combinações de acções distintas:

- Atravessamento de um veículo tipo, com um peso total de 600 kN, distribuídos por 3 eixos (cada um com 2 rodados), espaçados de 1,5 m e com largura de 2,0 m, na posição mais desfavorável – neste caso, foi considerada a passagem do veículo centrado com o eixo da via e encostado à berma.
- Combinação de uma carga uniformemente distribuída de 4 kN/m<sup>2</sup> aplicada sobre todo a área do pavimento e uma carga linear uniformemente distribuída de 50 kN/m ao longo de uma secção perpendicular à via – neste caso, com base num estudo iterativo (apresentado na figura D2 do Anexo D) a carga linear foi considerada a meio vão da passagem hidráulica e numa secção a 1,5 m do meio vão.

A Tabela 4.3 sintetiza cada uma das acções consideradas, as várias combinações de acções e a respectiva nomenclatura.

*Tabela 4.3 – Conjunto de acções/combinacões actuantes na situação de projecto.*

Conjunto de acções e combinações	Nomenclatura	Ações actuantes
Veículo Tipo Centrado	A	A
Veículo Tipo Descentrado	B	B
Peso Próprio	PP	PP
Carga de Superfície Uniformemente Distribuída 4 kN/m <sup>2</sup>	CS	CS
X=0; Carga Linear Distribuída 50 kN/m Centrada	C	C
X=1,5m; Carga Linear Distribuída 50 kN/m	D	D
Veículo tipo centrado + Peso Próprio	Comb. 1A	PP + A
Veículo tipo descentrado + Peso próprio	Comb. 1B	PP + B
C a meio vão + CS + Peso Próprio	Comb. 2C	PP + CS + C
D em X=1,5 m + CS + Peso Próprio	Comb. 2D	PP + CS + D

#### 4.4.2 Resultados da simulação da situação de projecto

Com o objectivo de conhecer a posição do veículo tipo mais condicionante, foram determinados os esforços resultantes de várias posições diferentes. Assumindo que o veículo se encontrava centrado ao meio da via, fizeram-se várias iterações deslocando o veículo de 25 cm em 25 cm desde  $x = 0$  a  $x = 1,75$  m, em que a posição X representa o eixo central do veículo tipo. Os resultados, apresentados no Anexo D, demonstram que os maiores deslocamentos no topo do tubo se verificam quando o veículo tipo se encontra com o seu eixo central alinhado com o meio vão, isto é, na posição  $x = 0$ . À medida que o veículo se afasta desta posição, os deslocamentos máximos diminuem.

Analisando cada acção separadamente, conclui-se que a mais condicionante é o veículo tipo encostado ao passeio. A figura 4.8 mostra, com maior detalhe, as tensões na tubagem devido a esta acção. É possível constatar que as compressões são, como seria de esperar, predominantes. No topo do tubo,



na face exterior, as tensões são de compressão, sendo máximas na zona correspondente à área de influência das rodas do eixo central. Ainda na face exterior, na zona de maior largura do tubo, foram registadas tensões de tracção, associadas às deformações laterais (de abertura do tubo) nesta zona. Este fenómeno já havia sido verificado nos ensaios laboratoriais. Nesta zona de maior achatamento, foram ainda registadas, na face interior, as tensões de compressão máximas. Na face exterior do topo do tubo foram registadas tracções, fenómeno facilmente verificável através da figura 3.32 do anterior capítulo. A figura 4.8 apresenta, para facilitar a leitura, apenas metade do comprimento transversal do tubo em que foram obtidas as maiores tensões.

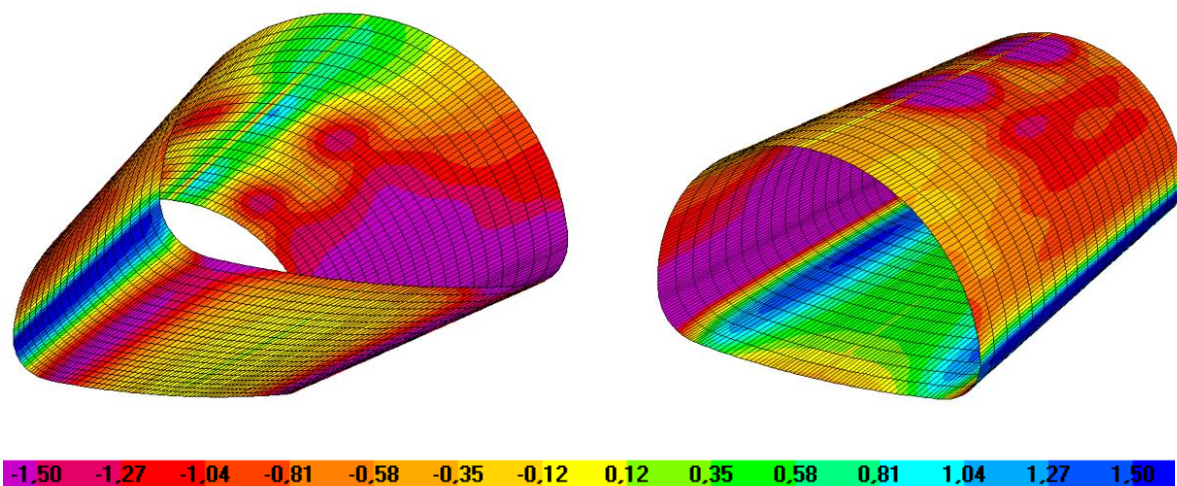


Figura 4.8 – Tensões resultantes (em MPa) do veículo tipo encostado ao passeio – Acção B.

A segunda acção isolada mais condicionante foi a carga linear (“faca”) uniformemente distribuída, aplicada sobre o meio vão da estrutura. As tensões resultantes desta acção (sem considerar o efeito da carga de superfície uniformemente distribuída) encontram-se ilustradas na figura 4.9.

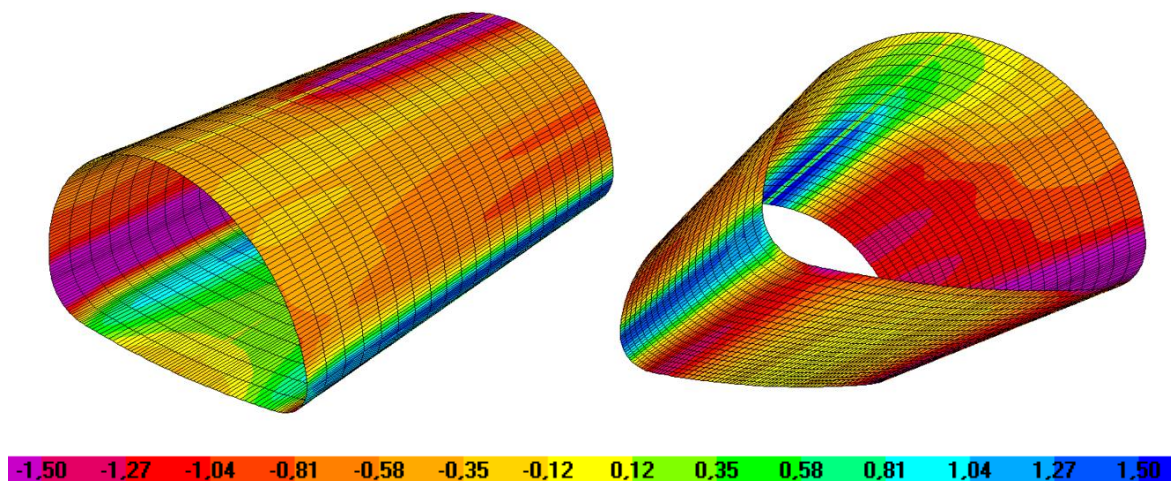


Figura 4.9 – Tensões resultantes (em MPa) da carga distribuída a meio vão – Acção C.

As tensões resultantes das restantes acções isoladas encontram-se ilustradas na figura D4 do Anexo D. Após o estudo deste conjunto de acções foram analisadas as combinações apresentadas no final da tabela 4.3. As tensões máximas foram registadas para a combinação 2D que previa a interacção

simultânea da CS sobre o pavimento, da carga linear distribuída em  $x = 1,5$  m e do peso próprio da estrutura. A figura 4.10 apresenta, para uma escala idêntica de valores, as tensões resultantes de cada uma das quatro combinações analisadas: (i) Comb. 1A; (ii) Comb. 1B; (iii) Comb. 2c e (iv) Comb. 2D.

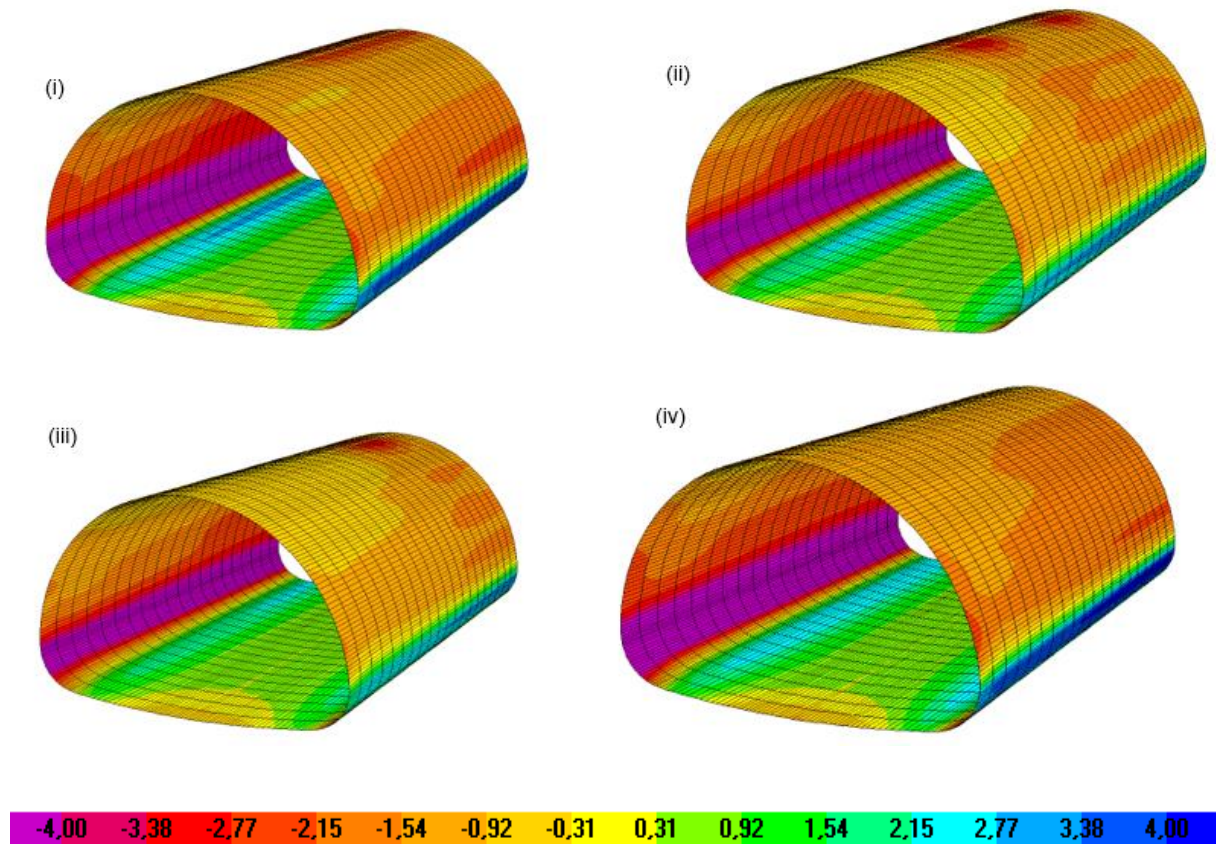


Figura 4.10 – Tensões resultantes na face visível, em MPa, de cada combinação analisada: (i) Comb. 1A; (ii) Comb. 1B; (iii) Comb. 2c e (iv) Comb. 2D.

Na tabela 4.4 apresentam-se as tensões máximas e mínimas e as deformações do tubo para cada acção/combinção analisada. Verificou-se que as tensões máximas ocorrem ao nível da largura máxima do tubo e que as compressões são sempre mais condicionantes do que as tracções. A combinação 2C foi a que apresentou um deslocamento maior, tendo solicitado mais o topo da estrutura à compressão do que a combinação 2D. Contudo, esta segunda combinação foi a que gerou maiores compressões, na secção de largura máxima do topo, onde se registou um valor máximo de  $\sim 9,5$  MPa.

Como referido, apesar das combinações mais condicionantes não considerarem o efeito do veículo tipo, esta acção foi, isoladamente, a que gerou maiores compressões no topo e na base da estrutura.



Tabela 4.4 – Resultados de cada conjunto de acções/combinacões analisados para a situação de projecto.

Ação	$\delta_{\max. \text{ topo}}$ [mm]	$\sigma_{\max. \text{ Topo}}$ [KPa]		$\sigma_{\max. \text{ Base}}$ [KPa]		$\tau$ [Pa]
		Tração	Compressão	Tração	Compressão	
A	4,1	990	-3000	170	-4100	780
B	4,6	1100	-3100	1850	-4200	790
PP	2,5	190	-350	1200	-2700	160
CS	2,7	100	-500	1350	-3000	160
C	4,0	1700	-1950	1350	-3200	670
D	3,2	350	-300	1700	-3750	220
Comb. 1A	6,6	1180	-3350	1370	-6800	800
Comb. 1B	7,1	1290	-3450	3050	-6900	920
Comb. 2C	9,2	1990	-2800	3900	-8900	660
Comb. 2D	8,4	640	-1150	4250	-9450	490

A Figura 4.11 apresenta os deslocamentos verticais  $U_z$  registados para as várias combinações de acções. Os deslocamentos provocados por cada acção individual podem ser consultados na figura D5 (Anexo D).

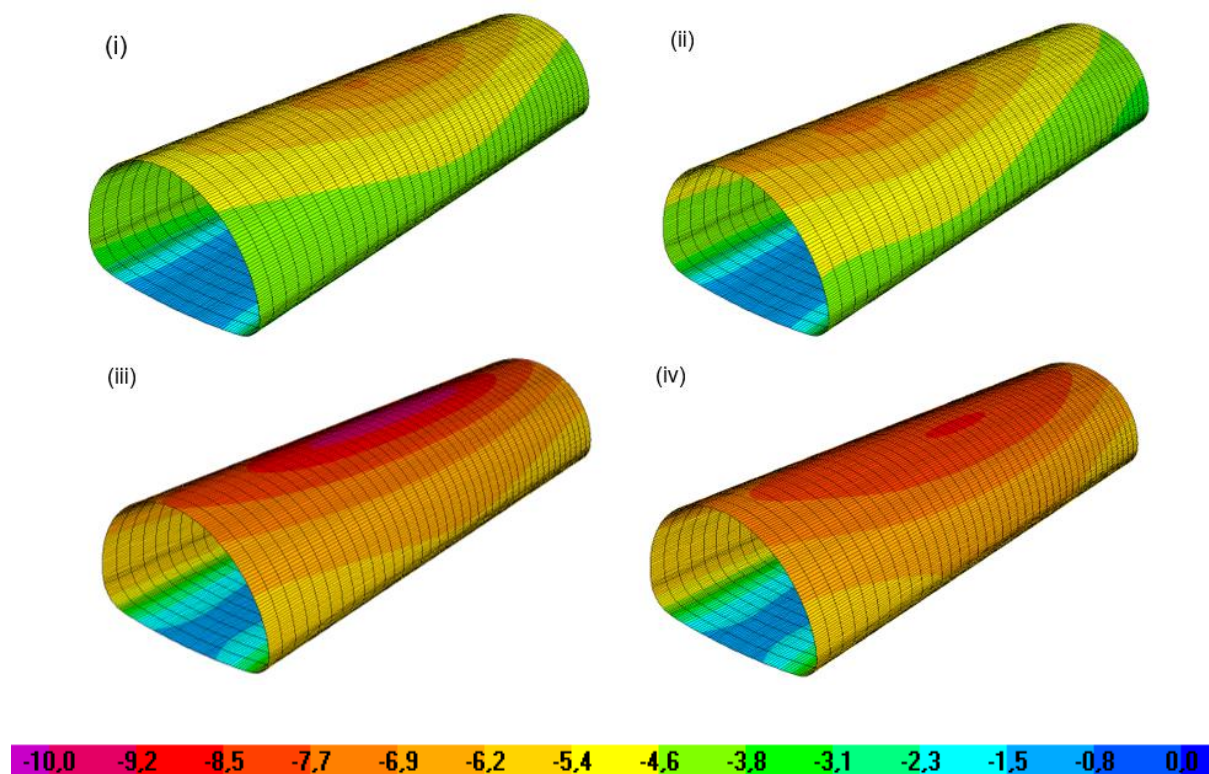


Figura 4.11 – Deslocamentos verticais, em mm, registados para cada uma das combinações: (i) Comb. 1A; (ii) Comb. 1B; (iii) Comb. 2c e (iv) Comb. 2D.

#### 4.4.3 Verificação da segurança

##### Estados limites de serviço

Para garantir o cumprimento dos estados limite de serviço, foi calculada a flecha máxima para as várias combinações características de acções, em que foi tido em conta o efeito da fluência no cálculo das deformações devido às cargas permanentes (peso próprio); para este efeito, foi considerado um coeficiente de fluência no material GFRP de 0,68 (prCEN/TS 19101: 2020, Tabela 4.8). Foi também tido em conta o factor de conversão para as condições ambientais - neste caso, foi considerada uma temperatura de serviço de 20 °C e admitiu-se que o material está sujeito à humidade de forma quase permanente, pelo que resultou um factor de conversão de 0,6 (prCEN/TS 19101: 2020, Tabela 4.6). As flechas máximas para as várias combinações são apresentadas na tabela D2 (Anexo D), sendo que o valor mais condicionante, de 14,0 mm, corresponde à combinação 2C. Este valor é inferior ao limite de  $L/250$ , que, neste caso, é 14,2 mm.

Refere-se ainda os seguintes aspectos: (i) o limite  $L/250$  corresponde a um valor correntemente utilizado no dimensionamento de pontes, pelo que se considerou  $L$  igual à abertura máxima do tubo ( $L = 3540$  mm); (ii) 14 mm é inferior ao valor de referência de 20 mm associado ao aparecimento de fendas no pavimento e/ou o aparecimento de lençóis de água (que podem provocar o *aquaplaning* de veículos); (iii) a deformação máxima obtida corresponde a um valor bastante conservativo que apenas se verificará num período muito curto relativamente à vida útil da estrutura. Conclui-se, assim, que, apesar da flecha máxima se encontrar próxima do valor limite, os deslocamentos no topo do tubo não condicionam o desempenho do pavimento ao longo da sua vida útil.

##### Estados limites últimos

Com base nas tensões máximas obtidas para a simulação da situação de projecto, foram efectuadas verificações de segurança para os estados limites últimos mais condicionantes, nomeadamente o esmagamento do material do tubo de GFRP. Estas verificações foram efectuadas de acordo com o documento prCEN/TS 19101: 2020 [3]. De acordo com este documento e com os Eurocódigos, para a verificação da segurança de laminados em FRP, as tensões actantes devem ser majoradas, aplicando-se um coeficiente parcial às acções; por outro lado, as tensões resistentes devem ser minoradas, aplicando-se coeficientes parciais e factores de conversão às propriedades do material.

Para a situação de projecto analisada, o valor de cálculo da tensão actante de compressão ( $\sigma_{Ed}$ ) deve ser inferior ao valor de cálculo da tensão resistente à compressão ( $\sigma_{Rd}$ ):

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Rd}} < 1 \quad (4.1)$$

Devido aos valores das restantes tensões actantes serem muito reduzidos, não se considerou necessário efectuar as respectivas verificações de segurança ou considerar combinações de tensões.

O valor de cálculo das tensões actantes ( $\sigma_{Ed}$ ) foi calculado com base nos valores característicos das tensões máximas de projecto ( $\sigma_{EK}$ ) fornecidas pelo modelo numérico, associadas à combinação de

acções mais desfavorável. A cada acção (da combinação mais desfavorável) foi atribuído um factor de segurança  $\gamma_i$  que depende da proveniência da acção: para as acções variáveis, como as sobrecargas e o veículo tipo, o coeficiente de segurança  $\gamma_{cv}$  é 1,50; para as acções permanentes, como o peso próprio, foi aplicado um coeficiente  $\gamma_{cp}$  de 1,35. Assim, o valor de cálculo da tensão actuante foi calculado com base na fórmula 4.2:

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{EK;cargas\ permanentes} \times \gamma_{cp} + \sigma_{EK;carga\ variavel} \times \gamma_{cv} \quad (4.2)$$

Neste caso, para a combinação mais condicionante, obteve-se  $\sigma_{Ed} = 1,35 \times 2700 + 1,5 \times (3750+3000) = 13,8$  MPa.

O valor de cálculo da tensão resistente  $\sigma_{Rd}$  pode ser obtido a partir do valor característico da tensão resistente ( $\sigma_{Rk}$ ), de um coeficiente parcial do material  $\gamma_m$ , de um factor parcial de resistência  $\gamma_{Rd} = 1,4$  (prCEN/TS 19101: 2020, Tabela 4.3) e do factor de conversão que reflecte as condições ambientais a que o material vai estar exposto durante a sua vida útil ( $\eta_c$ ) (equação 4.3).

$$\sigma_{Rd} = \frac{\sigma_{Rk} \times \eta_c}{\gamma_m \gamma_{Rd}} \quad (4.3)$$

Para a determinação do valor de cálculo da tensão resistente é então necessário calcular um coeficiente parcial de segurança  $\gamma_m$ , obtido em função do coeficiente de variação registado nos ensaios de caracterização da resistência à compressão ( $V_x = 4,7\%$ ) e do número de provetes ensaiados. O coeficiente de variação  $V_x$  é majorado através do factor estatístico ( $f_{Vx}$ ) (prCEN/TS 19101: 2020, Tabela 4.2); neste caso, uma vez que foram ensaiados 5 provetes para a determinação da resistência à compressão, o valor de  $f_{Vx}$  é 1,70 dando origem a um coeficiente de variação majorado  $V_{x,exp} = 8\%$  ( $=4,7 \times 1,7$ ). O valor do coeficiente parcial  $\gamma_m$  obtido foi de 1,12 (prCEN/TS 19101: 2020, Tabela 4.1). Considerando o valor característico da resistência à compressão longitudinal obtida nos ensaios (211 MPa), foi calculado um valor de cálculo da tensão resistente à compressão longitudinal  $\sigma_{Rk}$  de 188 MPa.

O factor de conversão, que considera os efeitos ambientais a que o material compósito está sujeito, resulta do produto de dois coeficientes (equação 4.4): um que considera os efeitos da temperatura ( $\eta_{ct}$ ), tendo-se considerado  $\eta_{ct} = 1,0$ , uma vez que a estrutura se encontra enterrada e, portanto, a uma temperatura próxima de 20 °C; e outro que considera o efeito da humidade ( $\eta_{cm}$ ), tendo neste caso sido considerada a Classe III ( $\eta_{cm} = 0,60$ ), uma vez que existe contacto permanente da tubagem com água:

$$\eta_c = \eta_{ct} \times \eta_{cm} = 0,6 \quad (4.4)$$

De acordo com a equação 4.3 foi obtido um valor de cálculo da tensão resistente  $\sigma_{Rd}$  de 81 MPa ( $= 188$  MPa  $\times 0,6 / 1,4$ ).

Substituindo os valores na equação 4.2, é possível concluir que a segurança é largamente verificada.

$$\frac{13,8}{81} = 0,17 < 1$$

## 4.5 Considerações finais

O modelo desenvolvido para simular os ensaios de laboratório forneceu resultados bastante satisfatórios, tendo apresentado uma boa concordância com os resultados experimentais; por outro lado, foi possível estimar a tensão máxima de compressão actuante no material dos tubos aquando da rotura do material, valor que não possível medir ou estimar nos ensaios laboratoriais.

Esta boa concordância resultou, em grande medida, do facto de terem sido considerados, como input no modelo, as propriedades do material GFRP determinadas experimentalmente. Tal mostra a importância de caracterizar experimentalmente as propriedades destes materiais que, presentemente, ainda não são padronizadas.

Em relação ao modelo de simulação da situação de projecto, para um caso de reabilitação, o modelo desenvolvido não considerou a contribuição dos materiais existentes entre o tubo de GFRP e o terreno, seja o tubo de aço a reabilitar, seja o *grout* de ligação entre aqueles materiais. Nesse sentido, os resultados obtidos com este modelo serão conservativos. Aliás, este modelo reflecte a aplicação desta solução construtiva numa obra nova, em que o aterro é executado depois da aplicação da tubagem em GFRP. Importa ainda referir que a altura de aterro de 60 cm considerada corresponde a uma hipótese conservativa, já que este será o limite inferior em obras deste tipo.

Para o caso de uma construção de raiz, previu-se uma flecha máxima  $\delta = 14,0$  mm em serviço. Considerando a largura máxima de vão que o tubo permite ( $L = 3540$  mm), esta flecha corresponde a uma relação inferior à limite de  $L/250$ . No que se refere às verificações de segurança aos estados limites últimos, as tensões máximas actuantes correspondem a menos de 20% das tensões resistentes correspondentes, pelo que as condições de segurança estão garantidas.

Conclui-se, assim, que é possível desenvolver modelos numéricos que traduzem de forma precisa o comportamento e os esforços actuantes numa estrutura deste tipo. Com base nestes modelos, para as condições geométricas consideradas, foi também verificada a segurança estrutural deste tipo de passagens hidráulicas construídas com tubagem de GFRP, quer para obras de reabilitação, quer para obras novas construídas de raiz.

## 5 Acompanhamento de Obra

### 5.1 Considerações iniciais

Com o intuito de conhecer melhor as técnicas de construção envolvidas na reabilitação de passagens hidráulicas (PH) com recurso a entubamento com tubos em GFRP, foi acompanhada uma obra de reabilitação que será exposta no presente capítulo. O acompanhamento desta obra permitiu estudar, de forma detalhada, todos os processos construtivos envolvidos neste tipo de reabilitação, complementando assim os conhecimentos teóricos com os práticos. Nos capítulos anteriores, foram estudados os conceitos e pressupostos associados a este tipo de reabilitação e foi apresentado um estudo experimental e numérico sobre o comportamento dos elementos tubulares em GFRP. No presente capítulo, irá ser apresentada, passo por passo, a forma concreta como foi concretizada uma obra de reabilitação recorrendo a esta solução construtiva.

Para o desenvolvimento desta parte do trabalho, foram efectuadas visitas semanais à obra, tendo sido elaborados, após cada uma, relatórios com uma memória descritiva dos processos executados, acompanhados de fotografias ilustrativas. Nas secções seguintes, apresenta-se um resumo destas visitas, que se desenrolaram ao longo de um período total de aproximadamente três meses.

### 5.2 Descrição geral da obra

A obra em estudo localiza-se na saída número três da A33, no sublanço nó da Moita, nó de Sarilhos Grandes (figura 5.1). Nesta obra, foram reabilitadas cinco estruturas tubulares com forma ovóide construídas com a tecnologia ARMCO, dispostas paralelamente umas às outras.



Figura 5.1 – Localização da PH em estudo.

Esta estrutura foi construída em 1997 e entrou em serviço em 1998, fazendo parte do conjunto de acessos sul à Ponte Vasco da Gama. Foi concebida de forma a assegurar um escoamento de aproximadamente 100 m<sup>3</sup>/s, para um período de retorno de 100 anos. Este caudal corresponde a uma bacia com uma área de 7500 hectares que desemboca num afluente do Tejo.

O caudal é escoado por um conjunto de 5 passagens paralelas com cerca de 30 m de comprimento. Com a estrutura ARMCO, o caudal máximo de escoamento era de 150 m<sup>3</sup>/s, tendo este valor sido aumentado, com a reabilitação, para 200 m<sup>3</sup>/s. Não obstante a redução de área de secção de escoamento (A), este aumento deve-se ao aumento do valor do coeficiente de escoamento da fórmula de Manning-Strickler ( $k_r$ ) face ao aço - devido à menor rugosidade da tubagem GFRP – que, de acordo com a equação (5.1), permitiu um aumento do caudal escoado (Q),

$$Q = K_r \times A \times R_h^{2/3} \times \sqrt{i} \quad (5.1)$$

sendo,

- $R_h$  – Raio hidráulico;
- $i$  – Inclinação a tubagem.

A estrada onde se localiza a reabilitação em estudo pertence à concessão Baixo Alentejo e é operada pela concessionária AEBT – Autoestradas do Baixo Alentejo, S.A. A concessionária, após ter tido algumas dificuldades em verificar o estado de corrosão do nível de soleira, devido à camada de lodo com cerca de 1 m de espessura, executou uma limpeza do local para que fosse possível verificar melhor o estado real da PH. Uma vez desassoreada a estrutura, identificou-se durante a inspecção a presença de alguma corrosão por picada. Ou seja, verificou-se a presença de pequenos furos na base da passagem. Estes furos, com o aumento da corrosão, vão aumentando de dimensão, dando origem ao desaparecimento da chapa de aço. Uma vez que a inspecção a esta estrutura é difícil de executar e que não é possível ter a certeza quanto à velocidade de propagação desta patologia, decidiu-se proceder à reabilitação da PH.

Neste contexto, foi lançado um concurso de concepção/construção para a reabilitação desta PH ao qual se candidataram várias entidades. Este concurso teve essencialmente dois momentos: uma primeira fase, em que foi enviada a memória descritiva da obra, para a qual as empresas concorrentes apresentaram várias soluções construtivas diferentes; e uma segunda fase, em que as empresas enviaram a proposta vinculativa com a solução final. A entidade adjudicante ficou ainda responsável por entregar o projecto de execução até ao início da obra. A empresa Limpa Canal ganhou o concurso; contudo, apresentou uma proposta diferente da que fora incluída no caderno de encargos, que, inicialmente, previa uma reabilitação por projecção de betão em toda a área interior da secção em ARMCO. A solução inovadora proposta mostrou-se economicamente mais viável, mais durável e mais rápida de aplicar, factor que foi tido em conta na adjudicação. Outras duas características que beneficiaram a adjudicação desta obra foram a maior leveza da solução em GFRP e o facto de não ser necessário introduzir qualquer perturbação na via durante a execução da obra.

A Limpa Canal, por sua vez, escolheu a empresa AMIBLU para produzir os seus tubos em GFRP. Estes tubos foram produzidos em troços de 3 m de comprimento pelo método de enrolamento filamentar, já explicado em 2.3.2. As propriedades físicas e mecânicas dos tubos aplicados são idênticas às já analisadas no estudo experimental e numérico (capítulos 3 e 4).

A figura 5.2 à direita ilustra o estado em que se encontrava a PH antes de ser iniciado qualquer trabalho de reabilitação. Esta fotografia foi tirada no fim do mês de Junho de 2020, justamente antes de ser começada a obra. Devido à vegetação intensa existente no local, não foi possível apresentar as cinco passagens constituintes desta estrutura. Do lado esquerdo da figura 5.2 encontram-se dispostos alguns dos troços que iriam mais tarde ser utilizados na reabilitação.

Apesar do caudal escoado não ser muito elevado, uma das principais dificuldades iniciais consistiu em montar uma ensecadeira a montante, a partir da qual a água era bombeada para uma outra ensecadeira que se encontrava a jusante. Esta ensecadeira a jusante teve especial importância no decorrer da obra devido ao efeito de maré que, na maré alta, impulsionava a água no sentido de montante.



*Figura 5.2 – Passagem hidráulica em estudo antes do início da reabilitação (esquerda) e tubos usados na reabilitação (direita).*

De forma resumida, as principais fases desta obra de reabilitação foram as seguintes: (i) limpeza inicial do terreno e da estrutura a reabilitar; (ii) introdução da tubagem de GFRP; (iii) união da estrutura antiga à nova em GFRP; e (iv) acabamentos finais.

No próximo subcapítulo, explica-se, de forma detalhada, cada uma destas fases construtivas e as respectivas tecnologias adoptadas. Uma vez que este tipo de reabilitação não é muito comum e ainda não se encontra normalizado, serão explicados com o máximo de detalhe todos os processos construtivos que conduziram à correcta aplicação desta nova tecnologia de reabilitação. No Anexo E, podem ser consultadas algumas das fichas pertencentes ao projecto de execução.



### 5.3 Descrição da tecnologia de construção

O estaleiro de obra começou a ser montado no dia 26 de Junho de 2020. Neste dia, foram instaladas as delimitações do estaleiro, os contentores e foram recebidos os tubos de GFRP utilizados na reabilitação. A obra contou com nove trabalhadores, número que foi reduzido para quatro após terem sido colocados todos os tubos de GFRP. Uma vez que os trabalhadores se encontravam deslocados, foi alugado um pavilhão que serviu de dormitório. A localização do estaleiro pode ser consultada na figura 5.3 à esquerda. À direita da figura 5.3 apresenta-se os três contentores que serviram de apoio à obra: um escritório, um balneário e uma oficina.



Figura 5.3 – Localização (esquerda) e contentores (à direita) do estaleiro de obra.

**1ª fase:** O primeiro passo consistiu em proceder à desmatção, à limpeza do canal e à montagem das ensecadeiras a montante e a jusante. Esta fase foi bastante morosa, devido à quantidade elevada de vegetação intensa e à quantidade de lodo que se encontrava dentro da passagem hidráulica (com cerca de 1 m de altura em toda a extensão da PH).

O equipamento para proceder a esta desmatção e remoção de lodo consistiu numa giratória e três mini-escavadoras, apresentadas à esquerda da figura 5.4. O lodo removido foi colocado num aterro adequado (fora da obra). Foram precisas 6 bombas de sucção (da marca Varisco S.p.A.) para assegurar o transporte da água de montante para jusante sem passar pela zona da obra.



Figura 5.4 – Micro-escavadoras usadas na remoção de lodo (esquerda); bomba de sucção (direita).



A limpeza foi terminada com recurso a jactos de pressão de água com capacidade de 1000 bar (tal como definido no caderno de encargos), capazes de retirar não só a sujidade restante, mas também alguma ferrugem presente na estrutura ARMCO existente, deixando o aço pronto a ser reabilitado. Terminada a limpeza, foi possível verificar o estado real da PH. Tal como pode ser verificado na figura 5.5, houve zonas em que a camada de aço, devido à corrosão, desapareceu por completo. A perda de resistência estrutural está maioritariamente associada à perda de secção de aço causada pela corrosão.



*Figura 5.5 – Pormenor de corrosão de picada encontrado na PH.*

Na figura 5.6 mostram-se os avanços alcançados no fim da terceira semana de trabalho. Na figura 5.6, da esquerda para a direita, é possível ainda constatar a diferença do nível da água de uma semana para a semana seguinte graças ao funcionamento permanente das bombas de sucção. Na figura da esquerda mostra-se ainda, perto do nível da água, uma zona mais escura, que corresponde ao nível até onde se encontrava o lodo.



*Figura 5.6 – Avanço das primeiras duas semanas de trabalhos.*

**2ª fase:** Uma vez concluída a limpeza e retirada toda a água, foi iniciada a segunda fase construtiva: a colocação dos tubos de GFRP. O primeiro passo consistiu na instalação de umas calhas, que serviram para guiar e alinhar os tubos enquanto estes eram conduzidos até à sua localização final.

Para este efeito, foram colocadas duas calhas de aço ocas com 25 mm de raio por cada passagem, uma vez que, devido à forma ondulada das chapas de aço existentes, estas não constituíam uma boa superfície para movimentar os tubos de GFRP a ser instalados. Esta calhas - que foram soldadas à estrutura de aço existente de forma a impedir o seu movimento - funcionaram como uns carris sobre os quais se tornou mais fácil movimentar os tubos (figura 5.7).

Uma vez que as secções de aço redondas utilizadas na construção desta PH foram obtidas através de chapas de aço rectangulares aparafusadas entre si, foi necessário, com recurso a uma rebarbadora de disco diamantado, cortar a cabeça de alguns parafusos que se encontravam mais salientes, já que estes poderiam dar origem a dificuldades na colocação dos tubos de GFRP ou danificar os mesmos. Este pormenor foi importante uma vez que a secção dos tubos era muito semelhante às dimensões da PH, resultando em folgas muito reduzidas na geometria destes elementos. Após a concussão destes remates, começaram a ser instalados os tubos GFRP.



Figura 5.7 – Pormenor das calhas utilizadas como carris na colocação dos tubos de GFRP.

Para a instalação dos tubos de GFRP, a equipa em obra utilizou essencialmente duas máquinas: uma grua da TransGrua com capacidade de 60 Ton e um guincho que fazia com que os tubos de GFRP deslizassem sobre os carris até atingirem a sua posição final. A grua retirava cada troço de tubo do estaleiro, colocando-o à entrada da passagem a que este se destinava. O guincho estava montado sobre uma estrutura metálica que, por sua vez, se encontrava encastrada no paramento lateral da PH. Esta estrutura metálica garantia a estabilidade do guincho enquanto este estivesse tensionado ao puxar cada troço (figura 5.8 à esquerda).

Este guincho puxou cada troço de tubo de GFRP até este se juntar à peça colocada anteriormente. Tal como é possível verificar no Anexo B, que contém a geometria do tubo de GFRP, cada um destes elementos tem um encaixe macho/fêmea de cada lado de forma que todos se encaixem uns nos outros. Esta ligação é selada com um silicone, que é colocado instantes antes de se juntarem as duas peças tubulares. Para este efeito foi utilizado um silicone da marca MAPEI, modelo *Mapeflex* PU 45, que tem como característica não ficar rígido após a sua aplicação, permitindo assim a absorção de vibrações introduzidas pela passagem de veículos. À direita da figura 5.8 encontra-se ilustrada esta ligação. Após a secagem do silicone, estas peças passam a funcionar como um troço só.



Figura 5.8 – Guincho mecânico (esquerda); ligação com reforço de silicone entre dois troços de tubo (direita)

A maior dificuldade construtiva desta fase esteve relacionada com a escassa folga existente entre a dimensão real da PH e as dimensões da tubagem instalada. O dimensionamento desta folga (demasiado à medida) veio a dificultar muito a colocação dos tubos de GFRP. No terreno, foram também descobertas algumas irregularidades que não estavam previstas. Assim, bastou que em toda a extensão da PH houvesse uma imperfeição geométrica mais acentuada para que a passagem da nova tubagem em GFRP acabasse por ficar condicionada. Este problema aconteceu repetidas vezes.

Os tubos foram colocados a jusante e, posteriormente, foram puxados para montante devido a uma questão logística, uma vez que a grua não conseguia fazer com que os troços atravessassem em segurança a via. Devido à dificuldade, já explicada, associada à colocação de cada um dos 45 troços de tubagem de GFRP, esta etapa demorou consideravelmente mais tempo do que tinha sido previsto. No dia 11 de Agosto de 2020, estavam concluídos os trabalhos de colocação das tubagens de GFRP. Foram ainda efectuados alguns trabalhos de acabamento, nomeadamente retoques com preenchimento de silicone em algumas juntas e corte das saliências nas extremidades dos tubos em cada passagem.

**3ª fase:** Terminada a colocação das tubagens em GFRP, deu-se início à fase de ligação desta nova estrutura à estrutura existente, através do uso de um grout equivalente ao micro betão de enchimento RS20 da marca Fassa Bartolo. Para a colocação do *grout*, foi necessário, em primeiro lugar, escorar todos os troços de tubagem em GFRP para garantir que o impulso ascendente gerado pelo *grout*, enquanto era preenchida a zona inferior, não viesse a provocar o deslocamento dos troços de tubagem (figura 5.9). Após estarem escorados todos os troços, foi executado nas bocas de entrada e saída de cada passagem um muro com argamassa de cimento e tijolo burro para fazer de cofragem e, com a ajuda de dois silos, começou-se a injectar o *grout*. A aprovação do *grout* pela fiscalização envolveu ensaios de abaixamento (em obra), de tempo de presa e ensaios mecânicos. Estes ensaios foram realizados pela empresa Fassa Bartolo e aprovados pela concessionária.





Figura 5.9 – Pormenor que mostra as fases um e dois de injeção do grout.

A injeção do *grout* foi efectuada em quatro etapas: uma primeira incidindo na base; uma segunda, da base até uma altura de cerca de 75 cm da mesma; uma terceira, subindo mais 1 m em altura; e, no fim, a injeção da zona superior (figura 5.9). Em todas as etapas o *grout* foi injectado de jusante para montante, excepto em raras situações em que tal não foi possível. Nessas situações, a mangueira de injeção foi colocada a meio da passagem. Foram executadas cofragens, como referido, com argamassa de cimento e tijolo burro, e foram colocadas purgas, quer a montante quer a jusante, para garantir que todo o espaço livre entre a nova estrutura e a antiga ficava bem preenchido. A injeção da parte superior e inferior foi realizada através de uma entrada que servia de ligação à mangueira que transportava o material do silo até à PH. Nas fases dois e três, correspondentes às zonas laterais, o material foi injectado colocando a mangueira directamente na abertura existente entre o tubo de GFRP e a estrutura de aço, funcionando como escoamento de superfície livre. A figura 5.10 ilustra o faseamento da injeção do *grout*.

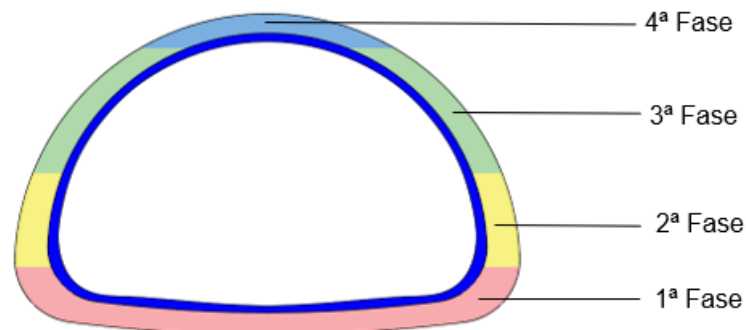


Figura 5.10 – Faseamento da injeção do grout.

Após uma paragem para férias - entre o dia 15 de Agosto e o dia 7 de Setembro - a terceira fase de injeção de grout teve início no dia 8 de Setembro. A principal dificuldade desta fase consistiu em

garantir a uniformidade do grout que estava a ser injectado. Esta dificuldade esteve relacionada com o funcionamento do próprio silo onde é criado o grout. A execução desta etapa exigiu grande atenção uma vez que, dada a curta distância entre tubos, foi necessário garantir que, a cada momento, o grout conseguia entrar e preencher todas as zonas, não deixando vazios que pudessem posteriormente prejudicar o funcionamento da PH.

À medida que a cota do *grout* ia aumentando foram sendo colocados varões transversais – visíveis na figura 5.9 – que serviram de base para a amarração das armaduras que compõem o anel de betão que serve para colmatar o espaço existente entre o início da tubagem metálica e o início do tubo GFRP. Para garantir a posição dos varões transversais estes foram soldados ao tubo metálico a reabilitar. O remate das bocas de entrada e saída de cada passagem é executado em microbetão projectado sobre uma malha de armadura corrente com varões de diâmetro 12mm e espaçadas de 0,15 x 0,15 m. O recobrimento das armaduras foi de 50 mm.

O microbetão de projecção utilizado, SB 568 da Fassa Bartolo, é responsável pela reabilitação da zona da PH que não leva tubo GFRP. Devido ao seu curto tempo de presa e consequente rápido endurecimento, apenas foi produzido instantes antes de ser projectado. Ou seja, ao contrário do grout, neste caso, a mistura da água com o cimento não é efectuada no silo. O cimento desce por gravidade e sob pressão do silo até chegar a uma máquina de projectar (G4), que se encontra ao lado da frente a betonar. Nesta máquina de projectar, é adicionada água e, através de ar comprimido, o microbetão é expelido pela mangueira de betonagem. A execução deste remate – ilustrado na figura 5.11 - foi efectuada no fim da terceira fase de injeção de *grout*. Foi apenas deixado um pequeno espaço no topo que serviu para a introdução da mangueira que permitiu concluir a última fase de injeção.



*Figura 5.11 - Técnica de betão projectado.*

Importa ainda referir que foram também betonados, com o microbetão projectado, os paramentos laterais tendo sido aplicado um recobrimento contante de 25 mm. Para isso foram montados andaimes que ainda serviram suporte não só a esta projecção, mas também à injeção da zona superior e a alguns trabalhos de acabamento.

A injeção da parte superior foi efectuada com o mesmo método construtivo, isto é, de jusante para montante. Na fachada de montante, foi colocada uma purga para garantir que todos os espaços vazios

se encontravam preenchidos (figura 5.12 à esquerda). É de notar que, uma vez que a injeção estava a ser feita contra a gravidade, esta teve de ser efectuada a uma pressão de 2,5 bar para garantir que o *grout* era capaz de atingir toda a zona superior a preencher. Devido ao fenómeno de segregação, e uma vez que a água é menos densa do que o *grout*, quando todos os espaços vazios estão preenchidos, começa primeiro a sair água pela purga. É então necessário esperar alguns minutos até que comece a sair o *grout* com a mesma fluidez do que esta a sair do silo. Só nesse momento é que fica garantido, por um lado, que o *grout* que está dentro da passagem tem toda a mesma conformidade e, por outro, que todos os espaços vazios se encontram preenchidos. Na figura 5.12 à direita é possível constatar várias manchas que correspondem a vazios que foram preenchidos pelo *grout* que acabava de ser injectado. Importa ainda referir que o *grout* injectado na zona superior foi aproximadamente duas vezes mais fluido que o *grout* injectado nas restantes fases. No dia 25 de Setembro, foram concluídas todas as injeções de *grout*.



Figura 5.12 – Fim da injeção do *grout* numa passagem.

**4ª fase:** A última fase construtiva correspondeu a alguns trabalhos de acabamentos, descritos de seguida.

Um dos principais trabalhos de acabamentos consistiu na pintura do paramento lateral que havia sido betonado. A primeira camada do sistema de pintura foi um primário, da marca Sika, modelo Sikafloor-150. Este foi escolhido por ser o mais indicado para aplicar sobre uma base de betão. Tem ainda as vantagens de ter boa capacidade de penetração, reduzida viscosidade, ser fácil de aplicar e ter uma secagem rápida. Após a secagem do primário, foram aplicadas duas camadas de uma tinta epóxida da Sika, modelo Sika 63n. Esta tinta epóxida foi escolhida especialmente por ser impermeável e constituir uma camada protectora do betão, protegendo-o da carbonatação. Todos os trabalhos de pintura foram feitos a rolo.

Para a construção do enrocamento argamassado, foi contruída uma estrutura de cofragem em madeira, com 30 cm de altura, 2,5 m de largura e com o comprimento igual ao do paramento lateral (cerca de 30 m). Esta protecção contra erosões foi construída com recurso a uma cofragem colocada sobre uma manta geotêxtil com 200 g/m<sup>2</sup>. O enrocamento foi aplicado em camadas sucessivas com pedras rachão de D<sub>80/180</sub> e com betão C<sub>16/20</sub> X0. A pintura e o enrocamento encontram-se ilustrados na figura 5.13.



*Figura 5.13 – Pormenor da pintura e do enrocamento.*

Os últimos acabamentos consistiram em reparações relacionadas com juntas de ligação de tubos de GFRP e em reparações de algumas zonas singulares que haviam sido ligeiramente danificadas na introdução das tubagens. Estas reparações só podem ser executadas por técnicos qualificados para o efeito, uma vez que estas consistem num reforço de fibra de vidro que é aplicado no local e que tem influência directa no comportamento estrutural da reabilitação.

Na figura E4 (Anexo E), apresenta-se um esquema dos procedimentos adoptados nestas reparações. Em primeiro lugar, com o auxílio de uma rebarbadora, é polida ligeiramente a zona em que vai ser feita a reparação (1). Em segundo lugar, são cortadas tiras de fibra de vidro de um rolo com a espessura pretendida para o efeito (2). Importa referir que cada camada deste rolo tem uma disposição das fibras idêntica àquela que constitui o próprio tubo, ou seja, uma camada com as fibras dispostas longitudinalmente alternada com uma segunda camada com fibras dispostas aleatoriamente. Esta disposição tinha sido observada no ensaio de teor de fibras descrito no subcapítulo 3.3.2. Estas tiras são embebidas numa resina viniléster da marca *Swancore*. Após ser colocada no seu destino final e com a orientação certa, estas tiras são unidas ao tubo de GFRP através de um rolo metálico (3). A camada de reparação é deixada secar umas horas e depois é pintada com uma tinta própria com um pigmento azul para ficar da mesma cor que a restante tubagem (4). Importa referir que estas reparações, para além de executadas pelo técnico qualificado da Limpa Canal para o efeito, foram também acompanhadas por um colaborador do fabricante dos tubos AMIBLU, responsável pelo fornecimento quer da resina, quer das malhas de fibra de vidro.

Ao terminar estas pequenas reparações de acabamento, no dia 9 de Outubro de 2020, deu-se por concluída a obra de reabilitação da passagem hidráulica do nó de Sarilhos Grandes da A33.



## 5.4 Controlo de qualidade

Tal como comprova um estudo recente realizado em Portugal [34], cerca de um terço das anomalias registadas em obra estão relacionadas com erros de execução. Daí a importância de efectuar um apertado controlo da qualidade, uma vez que este consegue reduzir consideravelmente estas anomalias.

Apesar do conceito de controlo da qualidade poder parecer à primeira vista vago, este materializa-se em muitos momentos concretos. O controlo da qualidade passa pelo controlo mais apertado da realização de cada etapa segundo normas seguras e eficientes. Um Sistema de Controlo da Qualidade tem como principal input os requisitos do cliente e como principal output a satisfação do cliente [35]. Este sistema é materializado na norma ISO 9001, que consiste em otimizar processos, aumentar a eficiência e, assim, conseguir chegar, de forma sustentada, a um produto final em menos tempo e com maior qualidade e segurança.

Na obra em estudo, para além do sistema da qualidade imposto pelo cliente Autoestradas do Baixo Tejo ao empreiteiro Limpa Canal, foi também imposta a norma ISO 14001, responsável por exigir uma gestão ecológica de toda a obra, assegurando que os materiais utilizados e que os resíduos envolvidos não se viessem a tornar nocivos para o ambiente.

Na obra em estudo, o controlo da qualidade foi aplicado através dos seguintes pontos:

- Verificação dos requisitos de todos os materiais utilizados em obra;
- Testes de resistência mecânica realizados no IST;
- Monitorização topográfica, com recurso a alvos em vários pontos, que serviram para controlar os assentamentos ocorridos no decorrer da obra;
- Controlo do procedimento de introdução dos tubos;
- Controlo do estado final de cada troço de fibra de vidro;
- Controlo da qualidade, consistência e liquidez do *grout* utilizado no enchimento;
- Controlo dos andaimes utilizados em obra;
- Controlo de toda a fase de acabamentos em especial das reparações localizadas nos tubos.

É de referir que os dois principais aspectos tidos em conta no controlo da qualidade desta obra consistiram: (i) na verificação do cumprimento de todos os processos construtivos e na validação dos materiais usados na ligação entre as tubagens; (ii) nos ensaios de consistência do *grout* cimentício que garante a solidarização entre a nova estrutura e a existente; (iii) através de sucessivas verificações de que os espaços vazios entre os tubos eram totalmente preenchidos pelo *grout*; e (iv) através do controlo da aplicação de todas as camadas de pintura, factor de grande peso na durabilidade da estrutura e por isso determinante na qualidade da reabilitação).



## 5.5 Considerações finais

A qualidade de uma obra de reabilitação depende directamente da forma como são atingidos os objectivos traçados no início da fase de projecto e na qualidade final da estrutura reabilitada. A qualidade da estrutura reabilitada depende, por sua vez, da qualidade estrutural e do aumento do tempo de vida útil que a reabilitação garante. No caso concreto da presente passagem hidráulica, uma vez que os estudos efectuados confirmam que a resistência estrutural foi assegurada e que os materiais utilizados conferem - se cumpridas as manutenções devidas - um aumento de 50 anos à vida útil da estrutura, é possível concluir que o resultado é muito satisfatório. De facto, o fornecedor dos tubos de GFRP assegura o adequado comportamento estrutural durante 50 anos após a sua instalação. Sublinha-se ainda que o dimensionamento desta reabilitação despreza por completo a resistência conferida pelo tubo de aço existente e pelo *grout* inserido.

Fazendo um balanço final da obra, torna-se possível concluir que, apesar dos ligeiros atrasos ocorridos, esta foi uma obra de reabilitação de grande importância, não só pela segurança estrutural alcançada, mas também pela capacidade de aplicar uma solução construtiva inovadora com novos materiais. Torna-se cada vez mais evidente que o futuro da construção deve assentar em critérios de sustentabilidade, mesmo que, por vezes, estes possam não se traduzir, no curto prazo, nas soluções mais económicas.

Durante o tempo de vida útil da estrutura reabilitada, importa referir que é de grande importância que esta seja continuamente monitorizada através de inspecções periódicas onde sejam feitos levantamentos fotográficos e topográficos. Recentemente, têm vindo a ser desenvolvidos sistemas que facilitam a gestão das inspecções, calculando as periodicidades das mesmas e que, em função dos resultados, atribuem à passagem hidráulica um determinado estado de conservação.

A figura 3.14 apresenta um esquema que demonstra a diferença do estado da PH antes e depois da reabilitação.



Figura 5.14 – Comparação do estado da PH antes e depois de reabilitada

## 6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

### 6.1 Conclusões

O objectivo da presente dissertação foi avaliar a viabilidade técnica da utilização de uma solução estrutural inovadora constituída por tubos em compósito de GFRP na reabilitação de PH/PA construídas com a solução ARMCO. Para esse efeito, foi implementada uma metodologia de trabalho que incluiu: (i) uma revisão da literatura; (ii) um estudo experimental sobre um produto tubular em GFRP disponível comercialmente, com ensaios de caracterização mecânica e ensaios à flexão em tubos à escala real; (iii) um estudo numérico de simulação do comportamento estrutural e verificação da segurança daquela solução; e (iv) um trabalho de campo de acompanhamento de uma obra de reabilitação de uma PH.

Relativamente ao estudo experimental, os ensaios de caracterização do material tubular analisado, com grande espessura (~60 mm) de parede, nomeadamente por comparação com as secções correntes em GFRP utilizadas na construção (que variam geralmente entre 5 mm e 10 mm), permitiram determinar as propriedades mecânicas do material (módulos elásticos e resistências) quando submetido a diferentes solicitações mecânicas, nomeadamente flexão, compressão, corte e corte interlaminar.

No ensaio para determinação do teor de fibra de vidro, verificou-se que o teor mássico de fibra de vidro presente no material compósito utilizado no fabrico dos tubos (27%) é consideravelmente inferior ao teor mássico de perfis estruturais produzidos por pultrusão (geralmente, cerca de 50% a 60%) e utilizados de forma mais corrente na construção. Este ensaio permitiu ainda confirmar a ortotropia do material, que apresentou uma maior densidade de fibras na direcção longitudinal (a mais solicitada), e a presença de uma quantidade significativa de areia (carga) na matriz polimérica. A quantidade de fibra de vidro do material dos tubos em GFRP justificou que os módulos de elasticidade (na direcção principal) obtidos nos ensaios de flexão (14,5 GPa) e de compressão (14,0 GPa) fossem aproximadamente metade dos módulos de elasticidade típicos dos materiais GFRP mais correntemente utilizados na construção, nomeadamente os perfis produzidos por pultrusão.

Os ensaios à flexão dos tubos à escala real permitiram analisar a evolução das extensões e deslocamentos em vários pontos em função da carga aplicada. Nestes ensaios, o material mostrou um comportamento elástico linear praticamente até à rotura, que ocorreu de forma frágil; para além disso, nestes ensaios, ficou bem patente uma das desvantagens da utilização de compósitos de GFRP (face a outras fibras de reforço), a sua elevada deformabilidade.

Os tubos ensaiados apresentaram uma variação significativa na espessura da parede em GFRP que se verificou contribuir para a elevada diferença relativa entre a sua rigidez (25%). Esta variação aponta para a necessidade de rever e, se possível, melhorar o controlo de qualidade no processo de fabrico.

No estudo numérico, a comparação dos resultados dos ensaios estruturais à escala real com os obtidos numericamente mostrou que o método dos elementos finitos é capaz de simular, com precisão, o

comportamento estrutural de tubos em GFRP. Após validação do modelo daqueles ensaios, foi ainda simulada uma situação de projecto correspondendo a uma obra genérica de reabilitação de uma PH. Nesta simulação, mesmo não considerando a contribuição conferida pela estrutura existente e pelo anel de *grout* que une os tubos, foi possível verificar a segurança da estrutura em GFRP, quer para estados limites últimos, quer em serviço. Concluiu-se, assim, que é possível não só utilizar esta tecnologia na reabilitação de obras existentes, mas também que é estruturalmente viável construir novas PH/PA com tubos de GFRP.

Em suma, na presente dissertação, foi possível concluir que:

1. O estudo experimental realizado, de grande envergadura e escala, mostrou que, em termos estruturais, esta solução inovadora de tubagens de GFRP, apresenta boas propriedades mecânicas e elevada capacidade de carga, suficiente para garantir o bom comportamento estrutural e a segurança deste tipo de obras, nomeadamente para a aplicação prevista.
2. Numericamente, através de programas correntes de elementos finitos, é possível prever com boa aproximação o comportamento estrutural dos tubos de GFRP, pelo que estas ferramentas podem ser utilizadas no dimensionamento destas tubagens.
3. As técnicas de construção actuais permitem executar este tipo de obras de reabilitação com tubos de GFRP com segurança e qualidade. Importa ainda referir o facto de o processo construtivo de reabilitação ser simples, não exigir técnicas muito especializadas e não ser muito oneroso, permitindo que empresas mais pequenas possam concorrer a este tipo de reabilitações mais facilmente e que não sejam gerados nichos de mercados, dominados apenas por poucas empresas que já dominam esta tecnologia.
4. Face às restantes alternativas de reabilitação com entubamento pelo interior, a solução em GFRP é a mais leve e garante uma considerável diminuição do tempo de execução, o que pode ser um factor absolutamente determinante, sobretudo no caso de se exigir uma intervenção urgente.
5. Do ponto de vista hídrico, recorrendo à fórmula de Manning Strickler (5.1), a perda de secção causada pela introdução do novo tubo não condiciona o escoamento da água pluvial, uma vez que, em caso de cheia, a considerável diminuição do coeficiente de rugosidade tem como consequência um aumento da capacidade de escoamento da passagem.

Tendo em conta (i) a susceptibilidade à corrosão da solução ARMCO, que provoca diminuição da resistência mecânica por perda da secção de aço, e (ii) a elevada resistência ambiental de materiais GFRP, incluindo em ambientes relativamente agressivos, este tipo de solução de reabilitação parece ser interessante do ponto de vista da durabilidade. Contudo, apesar da resina do material compósito estudado apresentar uma boa resistência a fenómenos de corrosão, ainda não existem estudos de longo prazo suficientes que permitam concluir, com certeza, se esta solução permite garantir um período de vida útil de 50 anos. Tal está dependente de estudos de durabilidade adicionais, mais prolongados do que os realizados até à data.

Analisados todos os aspectos acima referidos, conclui-se que o uso de materiais compósitos na forma de tubos de GFRP na reabilitação de passagens hidráulicas e agrícolas é tecnicamente viável.

## 6.2 Desenvolvimentos futuros

Como desenvolvimentos futuros, será interessante realizar estudos adicionais com o objectivo de aprofundar o conhecimento sobre o comportamento das tubagens em GFRP utilizadas na reabilitação de passagens hidráulicas e agrícolas, nomeadamente no que se refere aos seguintes aspectos:

- Uma vez que ainda não existem muitos estudos sobre materiais compósitos com espessuras tão elevadas como as utilizadas nas tubagens de GFRP objecto da presente dissertação, seria interessante estudar e otimizar a relação entre a espessura da parede, a composição do material e as propriedades mecânicas, procurando assim definir um material com um comportamento mais eficiente e um preço mais competitivo.
- Estudar a contribuição da estrutura existente (em função do seu material e estado de conservação) e do anel em *grout*; nalgumas circunstâncias, a consideração dessa contribuição pode permitir reduzir a espessura da tubagem em GFRP.
- Estudar a fluência dos tubos de GFRP e determinar um coeficiente de fluência aplicável; note-se que o coeficiente de fluência adoptado corresponde a materiais diferentes do utilizado na tubagem ensaiada, com teores de fibras mais elevados.
- Estudar a durabilidade do material dos tubos de GFRP, complementando ensaios em laboratório (acelerados) com ensaios de durabilidade *in situ*, avaliando o efeito dos diferentes agentes ambientais (humidade, temperatura, substâncias químicas) nas propriedades mecânicas e estéticas do material; também aqui, é necessário confirmar a adequabilidade do factor de conversão considerado aos tubos de GFRP objecto da presente dissertação.
- Estudar a resistência ao impacto da tubagem em GFRP e do seu revestimento interior, por exemplo, face aos detritos sólidos que possam ser transportados pela água que seja drenada pela PH.
- Avaliar o impacto da alteração da resina utilizada face a outras alternativas, quer de resinas termoendurecíveis convencionais, quer de resinas bio-derivadas, quer em termos mecânicos, quer em termos de durabilidade.
- Desenvolver um plano de inspecções para PH/PA reabilitadas com tubos em GFRP, definindo os parâmetros a verificar e a forma de os quantificar, os limites aceitáveis e as soluções de reparação.
- Relativamente à execução deste tipo de obras, a injeção de *grout* apenas através das bocas de entrada e saída foi de difícil execução, não tendo sido possível garantir, com toda a certeza, que todos os espaços vazios foram eficazmente preenchidos; neste contexto, seria interessante estudar se a injeção de *grout* através de furos realizados na tubagem de GFRP pode afectar de forma negativa o seu desempenho estrutural e/ou durabilidade.
- Em termos hídricos, poderão ser estudados os efeitos a jusante do aumento da velocidade de escoamento após a obra de reabilitação e os eventuais efeitos negativos na bacia hidrográfica.
- Em termos ambientais, será interessante avaliar o impacto da diminuição da rugosidade da superfície da tubagem na circulação dos animais que nela possam circular.

## Referências Bibliográficas

- [1] National Corrugated Steel Pipe Association. (2008). Corrugated Steel Pipe Design Manual.
- [2] Fonseca ,C. (2016). A14 cortada devido a aluimento – Notícia publicada no site do Jornal de Notícias: <https://www.jn.pt/>, acessado a 1 de Dezembro 2020.
- [3] Versão final da pré norma: prCEN/TS 19101:2020. Technical Specification “Design of fibre-polymer composite structures”. CEN.
- [4] American Iron, & Steel Institute. (1983). Handbook of steel drainage & highway construction products. American Iron and Steel Institute.
- [5] Nathan Roberts, Alan Michie, P. (2019). Condition assessment of corrugated steel underpasses including three dimensional terrestrial laser scanning. Presentation at the 9th Australian Small Bridges Conference.
- [6] Ferreira de Sousa, A. T. (2018). Estudo de soluções de reforço de passagens hidráulicas construídas por perfis de chapas de aço corrugado. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- [7] Federal Highway Administration (FHWA) (1986). Culvert Inspection Manual, Supplement to the Bridge Inspector’s Training Manual, Report No. FHWA-IP-86-2, July 1986, 200 pages.
- [8] Najafi, M. (2008). An asset management approach for drainage infrastructure and culverts. Midwest Regional University Transportation Center, University of Wisconsin, Madison.
- [9] QDTMR (2015). Criteria for Inspection, Life Extension and Rehabilitation of Circular Corrugated Metal Culverts, Manual. Queensland Department of Transport and Main Roads, Brisbane, Australia.
- [10] Baekland, L. H. (1909). New Chemical Substance, The New York Times, February 6, 1909. Notícia acessada a 1 Junho de 2020, consultada em: <https://timesmachine.nytimes.com/timesmachine/1909/02/06/101025892.pdf>.
- [11] Busel JP, Lockwood JD (2000). Product select guide: FRP composite products for bridge application. The Market Development Alliance of the FRP Composites Industry, Harrison, NY.
- [12] Correia, J. R. (2015). “Materials for construction and civil engineering: Science, processing, and design,” in Materials for Construction and Civil Engineering: Science, Processing, and Design, M. C.Gonc, alves and M. Fernanda, pp. 501-506.
- [13] Bank, L. C. (2006). Composites for construction: structural design with FRP materials. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.

- [14] Firmo, J. P. (2015). Fire Behaviour of Reinforced Concrete Structures Strengthened with CFRP Strips, Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, Tese para obtenção do grau de doutor em Engenharia Civil, Lisboa.
- [15] Site da Composit Hub: <https://www.thecompositeshub-india.com/>, acessado a 8 Novembro.
- [16] Stanley T. Peters, W. Donald Humphrey, R. F. Foral (2000). Filament Winding Composite Structure Fabrication. SAMPE International Business Office, 2<sup>nd</sup> Edition.
- [17] Lanzo Lining Services Inc. (2010). Engineering Design for Rehabilitation with Cured In Place Pipe Retrieved. Acessado a 15 Julho 2020 do site <http://lanzo.net/pdf/lanzolining-guide-2410.pdf>.
- [18] Downey, D., Ph, D., Sc, B., & Eng, C. (2019). The UV Lining Specialists RELINE UV® GROUP. 1–5. Pesentacion 2019 at Trenchless Opportunitities, Dubai. Acessado a 15 Julho 2020 no site: <https://trenchlessmiddleeast.com/2019-presentations>.
- [19] Pinto, J. C. B. (2018). Desenvolvimento de Sistemas Inovadores de Ligação Viga-Coluna em GFRP. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- [20] ACI-440.2R (2008). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- [21] American Composites Manufactures. (2012). Pre-standard for load & resistance factor design (LRFD) of pultruded fiber reinforced polymer (FRP) structures. American Socitey of Civil Engineers. Arlington, VA: ACMA, 14. Pre Standard - Revised FINAL.
- [22] EN 13706-1:2002 Reinforced plastic composites – Specification for pultruded profiles – Part 1: Designation; Part 2: Methods of test and general requirements; Part 3: Specification requirements.
- [23] Wyant, D. C. (2002). Assessment and rehabilitation of existing culverts (Vol. 303). Transportation Research Board.
- [24] Programa de cálculo ami-tools.net (Version 5.2), disponível no site da AMIBLU: <https://www.amiblu.com/>, acessado a 15 de Maio 2020.
- [25] Norma Alemã DWA-A 143-2. (2015). Renovação de sistemas de drenagem fora de edifícios parte 2: Cálculo estático para a renovação de esgotos e esgotos com métodos de revestimento e montagem.
- [26] Manual técnico da AMIBLU: Technical Features Presentation. Amiblu NC Line.
- [27] INTERNATIONAL STANDARD. (1996). ISO 1172: Determination of the Textile-Glass and Mineral-Filler Content – Calcination methods. Second Edition.

- [28] Avis Technique 17/15-308. Tubage par éléments préfabriqués avec espace annulaire. Coques Armiren.
- [29] EN ISO 14125: Fibre-Reinforced Plastic Composites – Determination of flexural properties. English version. (1998).
- [30] EN ISO 14130: Fibre-Reinforced Plastic Composites – Determination of interlaminar shear strength. English version. (1997).
- [31] ASTM D685-02a – Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Plastics, American Society for Testing and Materials. (2002).
- [32] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-Lei n.º 235/83, 31 de Maio. Lisboa, 1983.
- [33] Correia, J. R., Arruda, M. R. T., Branco, F. A. (2012). Structural Assessment of Reinforced-Concrete Arch Underpasses Subjected to Vehicular Overloads, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 28, No. 2, pp. 321/329.
- [34] Gonçalves, A. (2007). Reabilitação de Paredes de Alvenaria. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [35] Alves Dias, L. (2019). Qualidade, Segurança e Ambiente na Construção – Manual de apoio à cadeira de Controlo segurança e Ambiente na Construção leccionada no Instituto Superior Técnico.

**ANEXO A – Aluimentos ocorridos devido à corrosão excessiva de soluções ARMCO.**

*Tabela A – com alguns exemplos de aluimentos devido à corrosão de soluções ARMCO.*

2013 – Polónia



2016 – A14



2016 – A41



2020 – N13





**ANEXO B – Especificação das dimensões dos tubos ensaiados fornecidas pelo fabricante dos tubos (AMIBLU).**

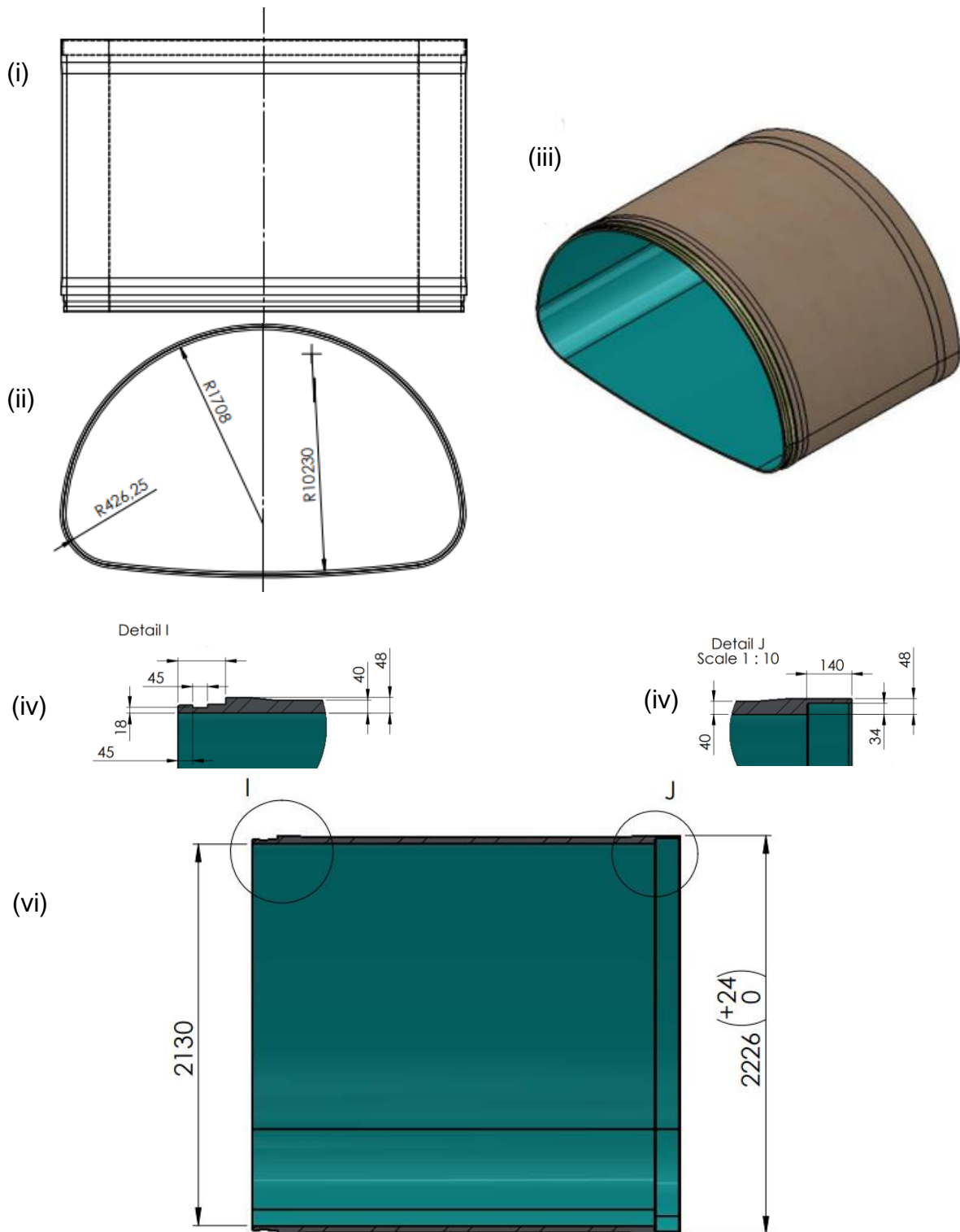


Figura B – Dimensões dos tubos ensaiados e usados na obra descrita no capítulo 5 fornecidas pelo fabricante: (i) Corte longitudinal; (ii) corte transversal; (iii) vista tridimensional; (iv) pormenor do encaixe fêmea dos tubos; (v) pormenor do encaixe macho dos tubos; (vi) Dimensões dos encaixes em corte longitudinal.

**ANEXO C – Informação complementar dos ensaios de caracterização do material.**



Figura C1 – Pormenor da instrumentação utilizada no ensaio de flexão.

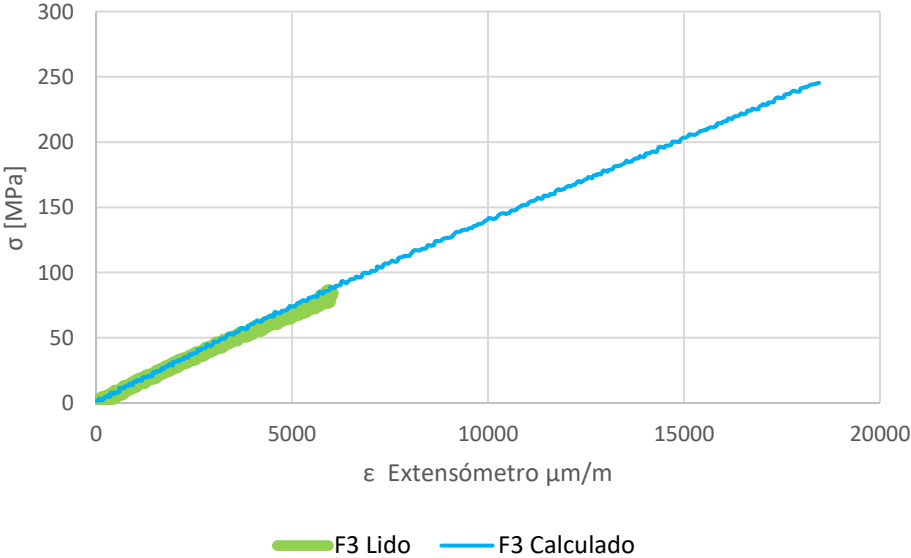


Figura C2 – Comparação entre as extensões lidas e as calculadas no ensaio de flexão do provete F3.

Tabela C1 – Dimensões dos provetes do ensaio de corte interlaminar.

Unidades	Provetes									
	CI_T1	CI_T2	CI_T3	CI_T4	CI_T5	CI_L1	CI_L2	CI_L3	CI_L4	CI_L5
h [mm]	56,0	55,9	56,4	58,0	67,5	64,5	64,6	64,8	63,5	62,7
b [mm]	120,0	120,1	120,2	119,7	117,1	120,0	120,0	120,0	124,2	115,8
W [mm <sup>3</sup> ]	62720	62548	63725	67112	88923	83205	83463	83981	83468	75874
I [mm <sup>4</sup> ]	1756160	1748224	1797052	1946242	3001145	2683361	2695861	2720978	2650096	2378647
L [mm]	300									
I [mm]	600									

Tabela C2 – Dimensões dos provetes utilizados nos ensaios à compressão.

Provete i	L [mm]	h [mm]	b [mm]	Área [mm <sup>2</sup> ]
EC_L1	101	28	47	1354
EC_L2	100	27	46	1256
EC_L3	99	26	48	1248
EC_L4	97	26	50,5	1313
EC_L5	97	27	50	1350
EC_T1	98	26	50,5	1313
EC_T2	101	28	49	1372
EC_T3	98	27	48,5	1310
EC_T4	98	25,5	47	1199
EC_T5	98	27,5	49	1348

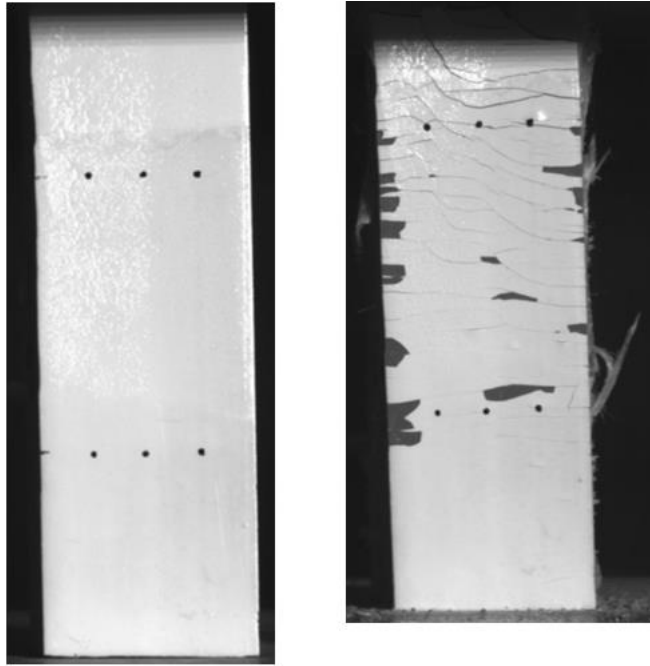


Figura C3 – Provette EC\_L5 antes e depois do ensaio.

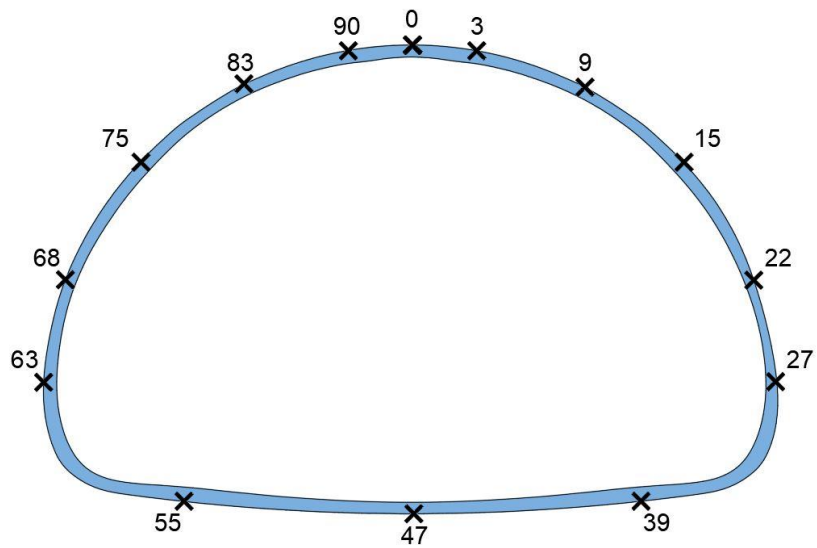


Figura C4 – Esquema da localização de alguns pontos  $i$  de medição da espessura.

Tabela C3 – Levantamento da espessura dos Provetes PH1, PH2 e PH3 nos vários pontos i.

Ponto i	Espessura [mm]			Ponto i	Espessura [mm]			Ponto i	Espessura [mm]		
	T 1	T 2	T 3		T 1	T 2	T 3		T 1	T 2	T 3
0	58	58	65	34	56	-	-	68	60	64	67
1	58	58	64	35	72	68	76	69	55	-	-
2	62	60	63	36	76	-	-	70	55	-	-
3	66	61	67	37	78,7	-	-	71	53	54	58
4	66	61	69	38	78	71	78	72	54	-	-
5	62	60	68	39	76	-	-	73	55	-	-
6	60	-	-	40	72	-	-	74	58	59	57
7	60	-	-	41	69	65	77	75	59	-	-
8	58	57	65	42	65	-	-	76	59	-	-
9	58	-	-	43	61	-	-	77	58	58	61
10	56	-	-	44	55	64	69	78	57	-	-
11	54	55	60	45	55	61	-	79	55	-	-
12	53	-	-	46	53	62	-	80	56	57	59
13	52	-	-	47	52	56	61	81	58	-	-
14	52	55	55	48	52	55	61	82	59	-	-
15	53	-	55	49	52	54	60	83	58	57	62
16	57	-	-	50	55	55	60	84	57	-	-
17	61	57	59	51	56	55	60	85	56	-	-
18	62	58	-	52	57	56	61	86	56	54	63
19	61	-	-	53	58	57	62	87	58	-	-
20	60	60	64	54	59	-	-	88	59	-	-
21	60	-	-	55	62	-	-	89	60	57	63
22	62	-	-	56	65	65	67	90	61	-	-
23	65	65	66	57	68	-	-	91	62	-	-
24	67	-	67	58	72	-	-	92	63	57	75
25	66	-	-	59	73	72	78	93	61	58	75,5
26	65	62	69	60	70	-	-	94	60	58	73
27	65	-	-	61	65	-	-	-	-	-	-
28	68	-	-	62	65	60	66	-	-	-	-
29	71	67	68	63	68	-	-	-	-	-	-
30	65	-	-	64	72	-	-	-	-	-	-
31	60	-	-	65	71	65	69	-	-	-	-
32	53	55	56	66	71	-	-	-	-	-	-
33	55	-	-	67	66	-	-	-	-	-	-

## ANEXO D – Informação complementar dos modelos numéricos

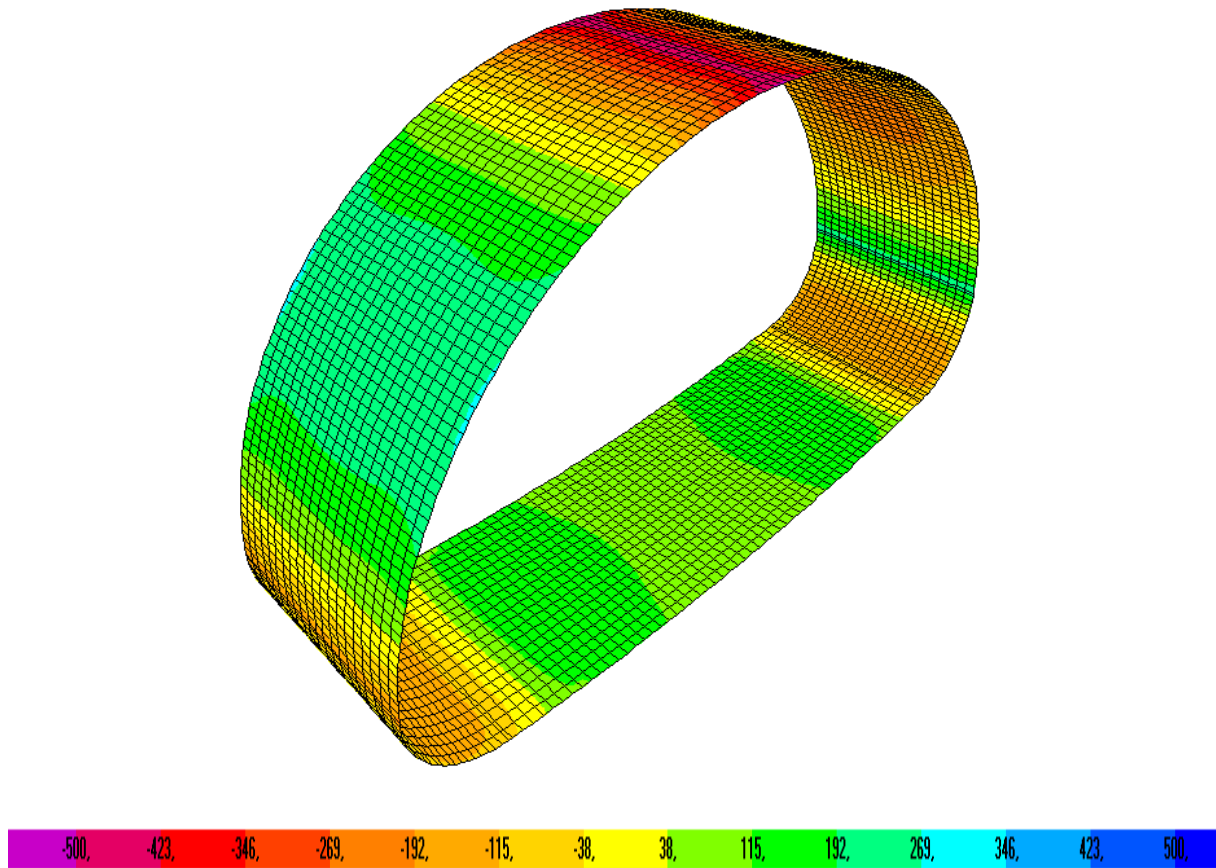


Figura D1 – Tensões axiais na face visível, em kPa, para a carga unitária.

Tabela D1 – Deslocamentos e tensões máximas registadas em cada iteração.

Posição em x	$\delta$ Deslocamento [mm]	$ \sigma \text{ max.} $ [MPa]
0	3,8	4,1
0,25	3,7	4,2
0,5	3,6	4,3
0,75	3,5	4,3
1	3,5	4,4
1,25	3,6	4,4
1,5	3,5	4,4
1,75	3,2	4,1

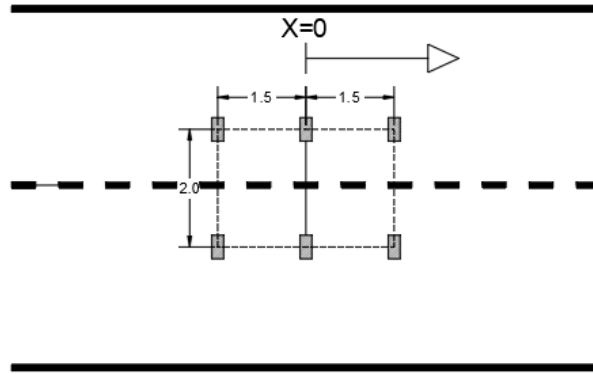


Figura D2 - Esquema das várias iterações realizadas para estudar a posição mais condicionante.

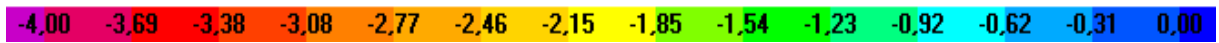
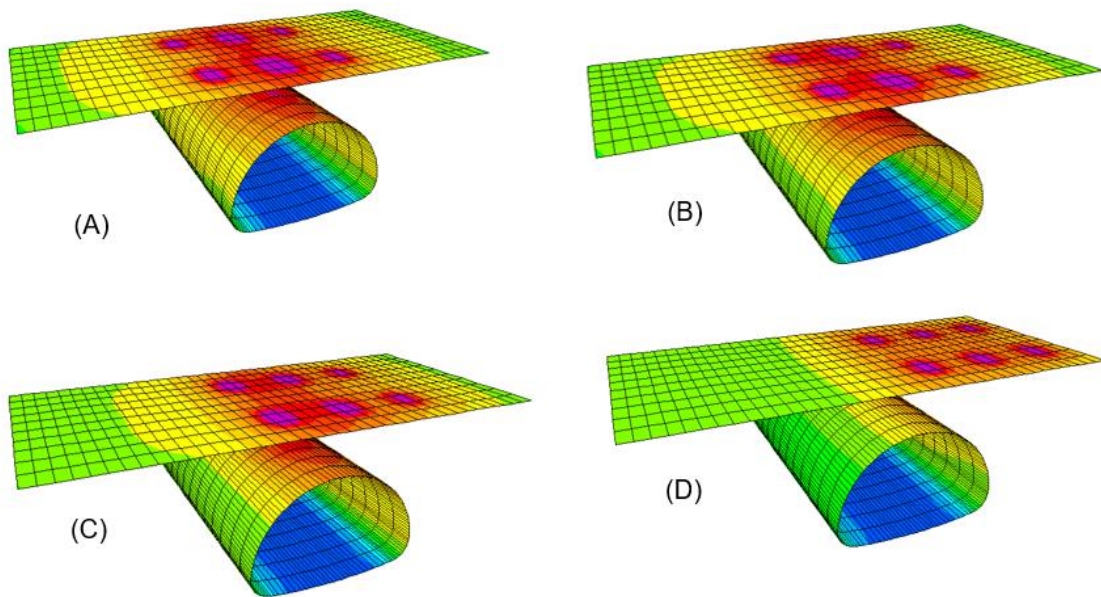
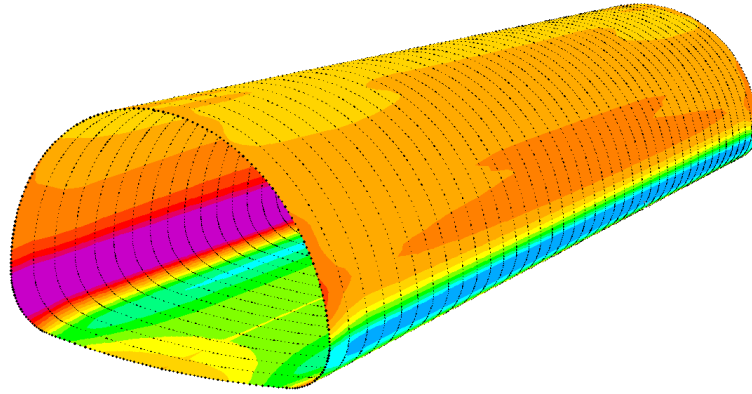
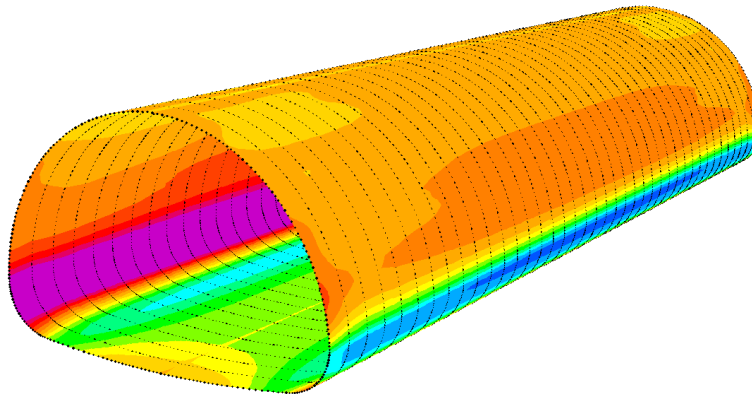


Figura D3 – Deslocamentos  $U_z$  em mm registados para as iterações  $x=0$  m (A);  $x=0,5$  m (B);  $x=1$  m (C);  $x=1,75$  m (D).

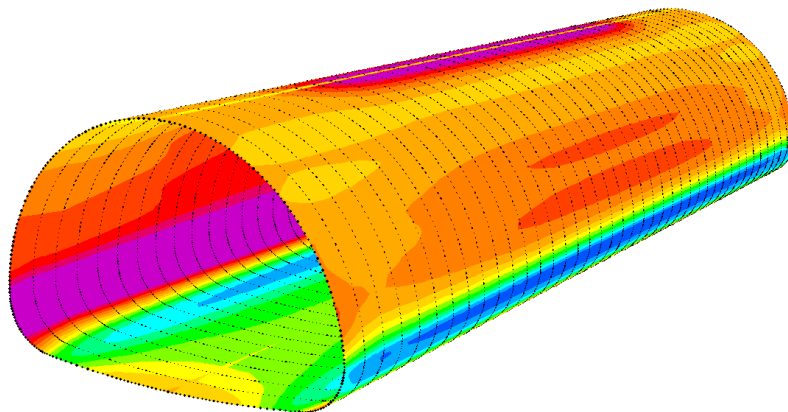
(i)



(ii)



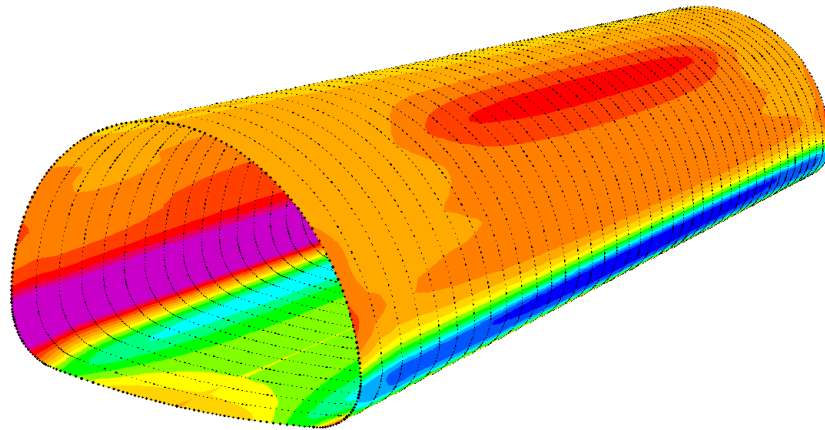
(iii)



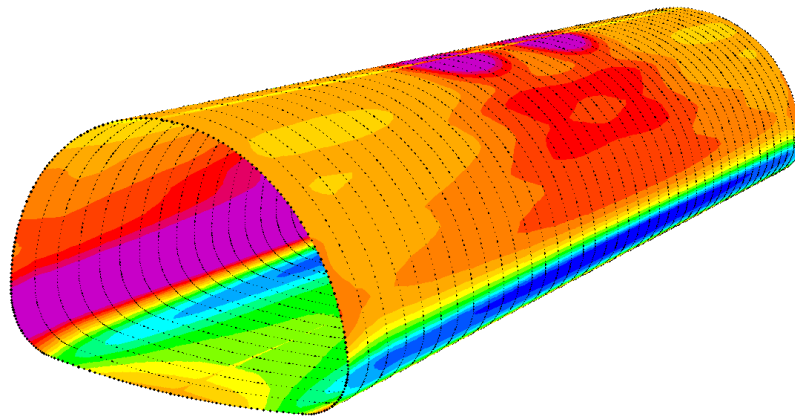
(iv)

Figura D4 – Tensões, em MPa, de cada acção isolada: (i) Peso Próprio; (ii) CS 4 kN/m<sup>2</sup>; (iii) Carga distribuída em  $X = 0$ ; (iv) Carga distribuída em  $X = 1,5m$ ; (v) – Veículo centrado; (vi) – Veículo na bermá.





(v)



(vi)

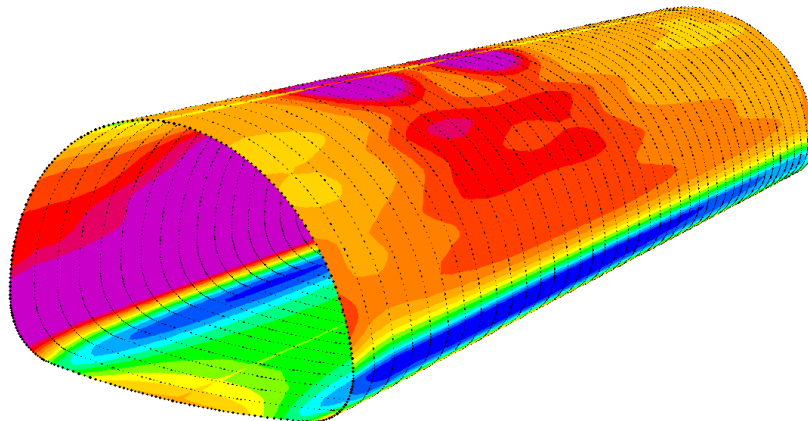
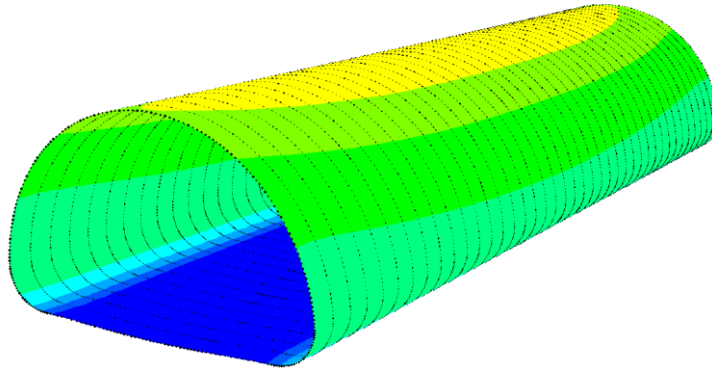
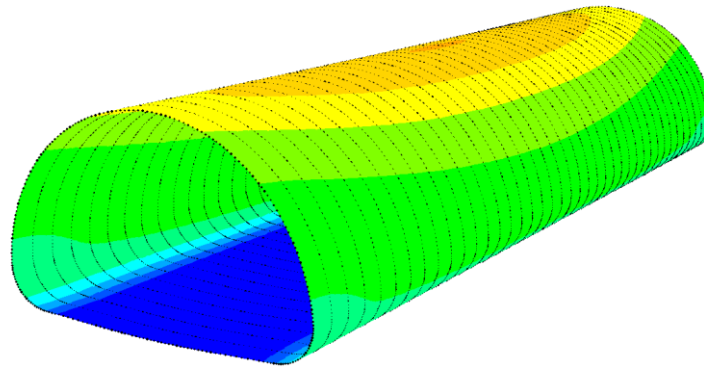


Figura D4 – Tensões, em MPa, de cada acção isolada: (i) Peso Próprio; (ii) CS 4 kN/m<sup>2</sup>; (iii) Carga distribuída em X = 0; (iv) Carga distribuída em X = 1,5m; (v) – Veículo centrado; (vi) – Veículo na berma (continuação).

(i)



(ii)



(iii)

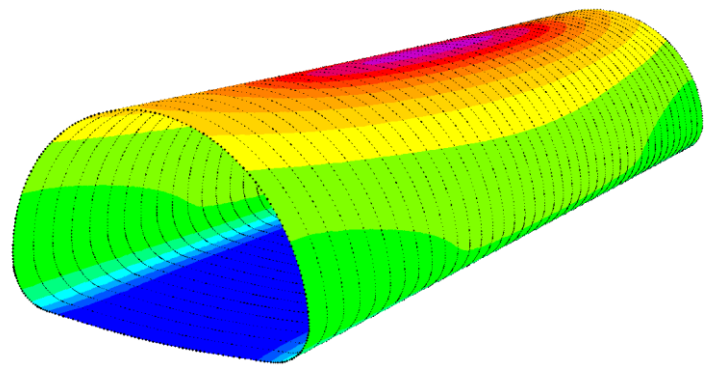
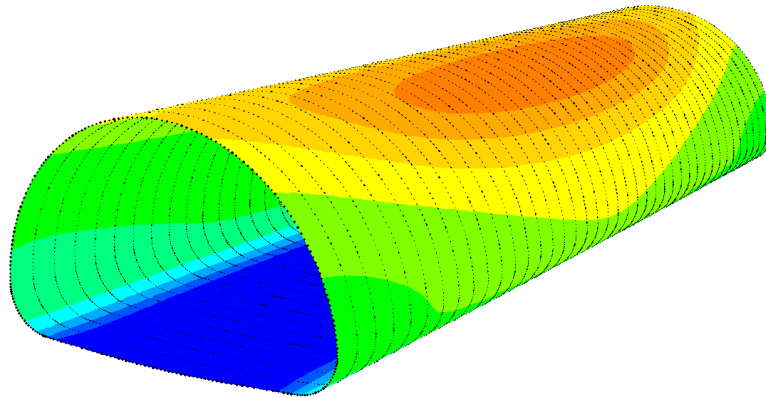
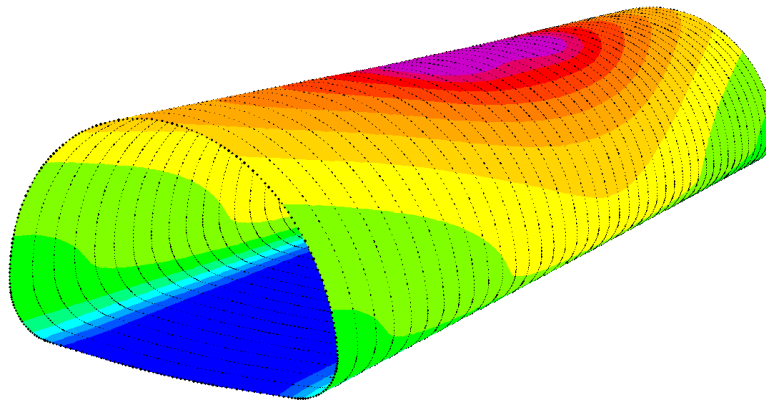


Figura D5 – Deslocamentos  $U_z$  em mm de cada ação isolada: (i) Peso Próprio; (ii) CS 4 kN/m<sup>2</sup>; (iii) Carga distribuída em  $X = 0$ ; (iv) Carga distribuída em  $X = 1,5m$ ; (v) – Veículo centrado; (vi) – Veículo na berma.

(iv)



(v)



(vi)

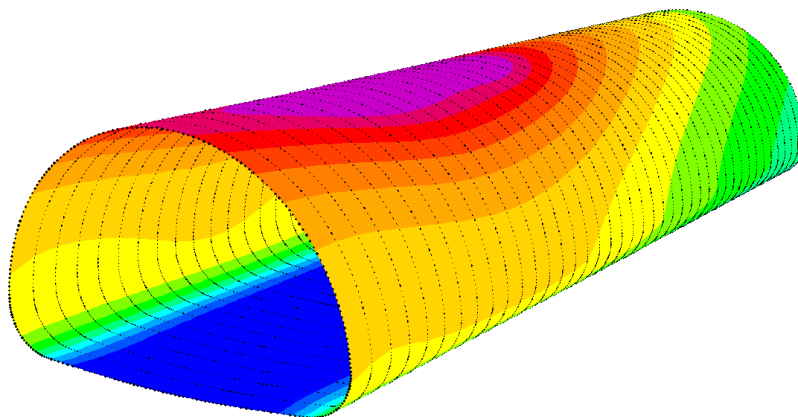


Figura D5 – Deslocamentos  $U_z$  em mm de cada ação isolada: (i) Peso Próprio; (ii) CS  $4 \text{ kN/m}^2$ ; (iii) Carga distribuída em  $X = 0$ ; (iv) Carga distribuída em  $X = 1,5\text{m}$ ; (v) – Veículo centrado; (vi) – Veículo na berma (continuação).

Tabela D2 – Conversão das deformações características obtidas no modelo numérico ( $\delta_{Ek}$ ) para as deformações de design ( $\delta_{Ed}$ ).

Ação	$\delta_{Ek}$	$\delta_{Ed}$
A	4,1	6,8
B	4,6	7,7
PP	2,5	2,8
CS	2,7	4,5
C	4,0	6,7
D	3,2	5,3
Comb. 1A	6,6	9,7
Comb. 1B	7,1	10,5
Comb. 2C	9,2	14,0
Comb. 2D	8,4	12,7

## ANEXO E – Informação complementar do acompanhamento da obra.

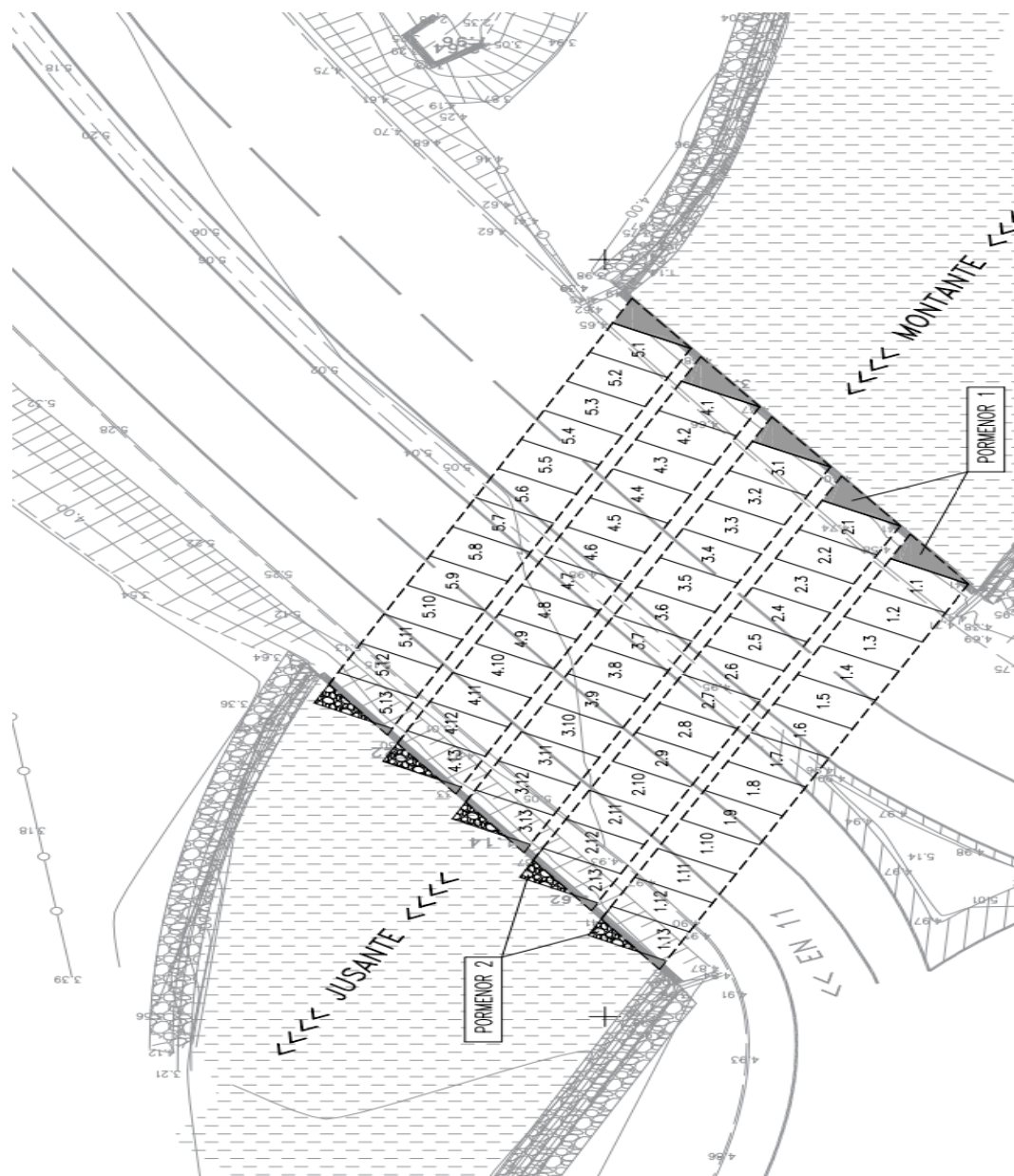


Figura E1 – Pormenor da disposição, através de vista aérea, da disposição dos tubos GFRP em cada passagem.

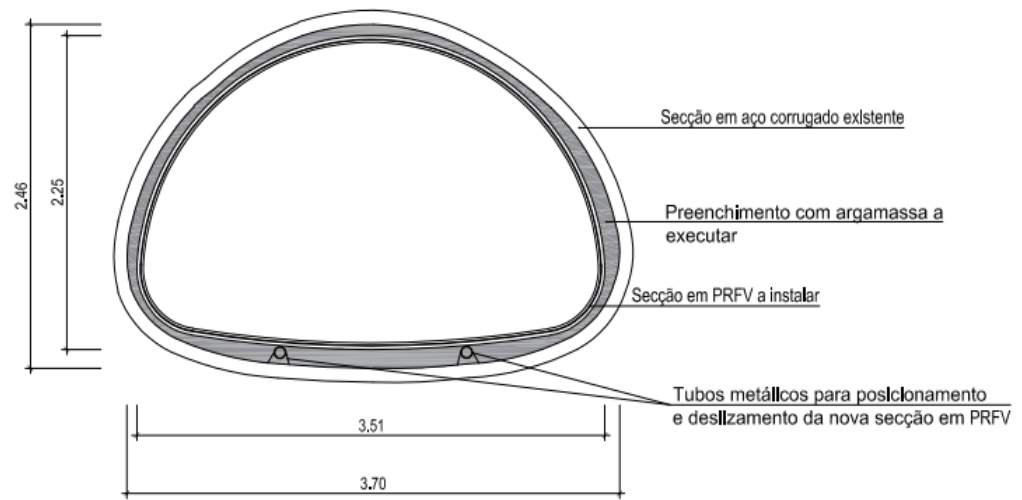


Figura E2 – Pormenor transversal de uma das passagens da solução de reabilitação com entubamento GFRP usado na obra em estudo.

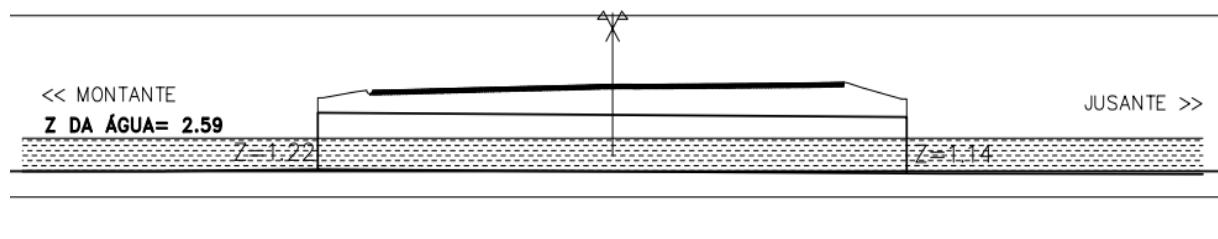
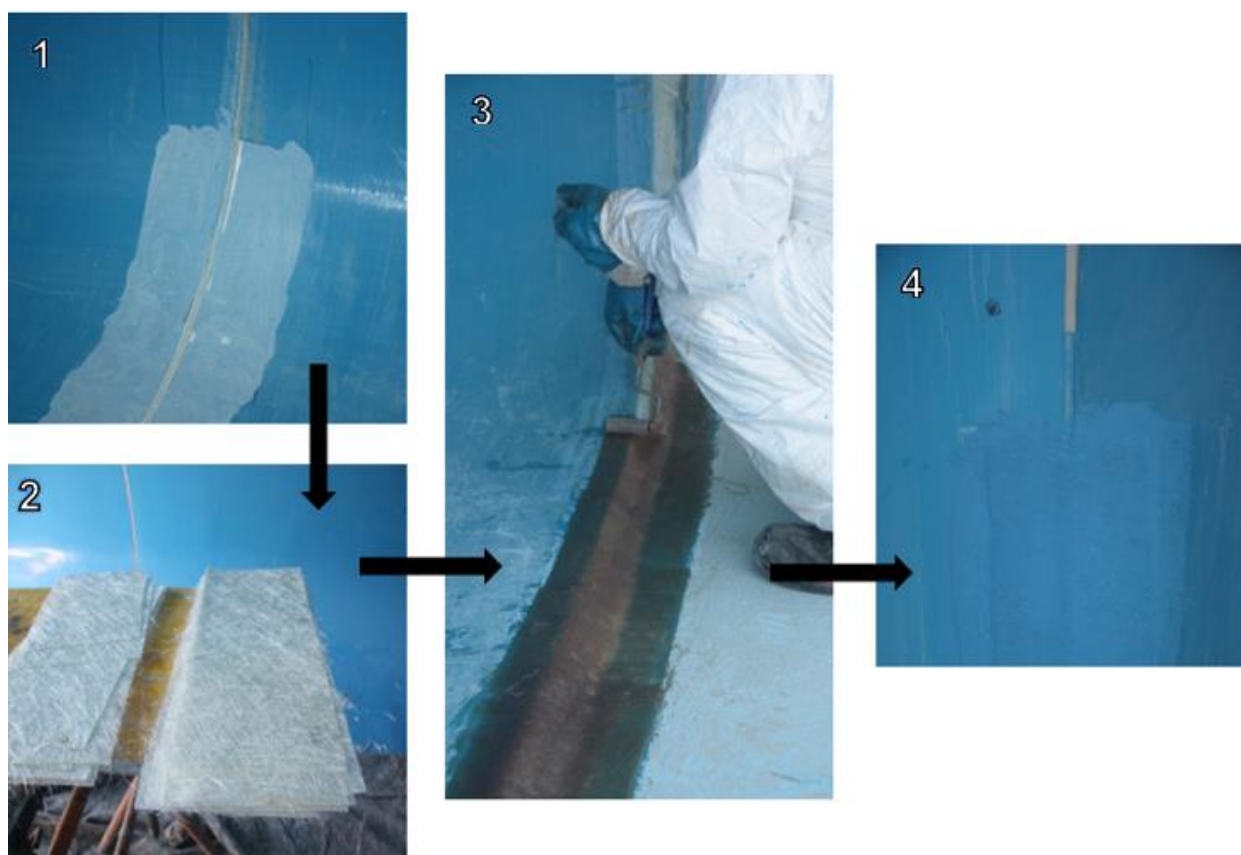


Figura E3 – Pormenor longitudinal da obra em estudo



*Figura E4 – Esquema de reparação pontual em tubos GFRP: (1) polimento da zona do tubo a reparar; (2) Mantas de fibra de vidro; (3) colocação da manta de fibra impregna em resina na zona do tubo a reparar; (4) Após secagem da resina, pintura da superfície reparada.*