



**FEUP** Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia

**ESTUDO E ANÁLISE DE UMA PONTE DE ARAME:  
UM CASO DE REABILITAÇÃO**

**LUÍS FILIPE BARBOSA MIRANDA**

*Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
para obtenção do grau de Mestre em Reabilitação do Património Edificado,  
realizada sob a supervisão dos Professores, João Miranda Guedes, do Departamento de  
Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e Aníbal Costa, da  
Secção Autónoma de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.*

**Janeiro de 2006**



*Aos meus pais*



## RESUMO

A presente dissertação tem por objectivo dar a conhecer o estudo de base do projecto de reabilitação de uma ponte suspensa, existente e em avançado estado de degradação, sobre o rio Tâmega, entre as freguesias de Rebordelo (concelho de Amarante) e Arnóia (concelho de Celorico de Basto). Foi desenvolvida ao abrigo de um protocolo estabelecido entre a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), por intermédio do Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP), e a Associação de Municípios do Baixo Tâmega (AMBT).

A ponte apresenta uma tipologia simples: um piso de madeira apoiado em barrotes, também de madeira, pendurados por arames em cabos metálicos amarrados nas encostas das margens do rio. Esta tipologia foi adoptada na construção de diversas obras de arte, sobretudo durante os séculos XIX e XX, nomeadamente em países como os Estados Unidos da América, França e Suíça. Em Portugal, teve-se conhecimento de 11 pontes de arame, todas situadas no Norte do País. Pelas características dos materiais que as constituem, são estruturas particularmente sensíveis à acção dos agentes atmosféricos, pelo que na ausência de uma manutenção adequada a sua degradação evolui rapidamente, pondo em causa a segurança de pessoas e bens.

Para se proceder à reabilitação da “Ponte de Arame”, nome pelo qual a estrutura é conhecida na região, efectuou-se um estudo aprofundado que envolveu a elaboração de uma síntese histórica e de um conjunto de inspecções que permitiram perceber quais as principais patologias que a afectavam. Esta fase preliminar é fundamental na elaboração de qualquer projecto. Foram em seguida efectuados testes laboratoriais que incluíram ensaios de tracção e observações microscópicas para a determinação das características dos arames utilizados na construção da ponte. A madeira foi apenas alvo da determinação da sua massa volúmica, depois de se ter identificado a sua espécie, o eucalipto. Foram ainda efectuados ensaios dinâmicos *in situ* que permitiram a identificação das frequências fundamentais da ponte. Todos estes ensaios contaram com a contribuição de especialistas das respectivas áreas.

A estrutura foi modelada num programa de cálculo automático. Verificou-se que não apresentava capacidade resistente às solicitações regulamentares pelo que se propôs o seu reforço. Esta operação passou pela inclusão de cabos de alta resistência paralelamente aos existentes e pela substituição do pavimento por outro semelhante mas utilizando uma madeira com maior durabilidade natural, o IPE. A solução de reforço previu ainda a

inclusão de um sistema de tirantes com a finalidade de melhorar o comportamento dinâmico da estrutura.

## **ABSTRACT**

This work aims to study the behaviour and suggest a rehabilitation/strengthening procedure to implement on a wire suspended bridge that crosses the River Tâmega and links two small villages on the North of Portugal: Rebordelo (municipal of Amarante) and Arnóia (municipal of Celorico de Basto). The bridge demands urgent intervention measures.

The bridge consists of a wooden deck supported by wooden beams suspended by wires to wire cables anchored directly in the rock. This system had a large use at the beginning of the XIX and XX century, especially in countries like the USA, France and Switzerland. A short investigation identified 11 wire bridges in the North of Portugal using the same constructive system. However since these structures are made with materials that are quite vulnerable to the atmospheric agents and are not correctly preserved in most cases they present a low security level.

The intervention process involved inspections as well as a large experimental campaign for the characterization of the materials to identify the structure. These studies were carried out with the contribution of different specialists in the mechanical and metallurgical fields.

The bridge safety conditions were analysed using a structural numerical software. The results confirmed the inability of the bridge to sustain the design loads and enforced the study of a reinforcing procedure using high strength cables and a new deck using a higher resistance wood, the IPE. The dynamic behaviour was also improved with the inclusion of horizontal ties to increase the frequencies of the transversal vibration modes.

As a final global objective, this work aims contributing to increase the value and significance of built heritage, highlighting the importance of a good knowledge of the materials and their preservation conditions, and of its structural behaviour, to support a sustainable intervention.





## AGRADECIMENTOS

Terminada esta caminhada de dois anos, guardarei para sempre na minha memória todos aqueles que influenciaram os meus pensamentos e decisões e com os quais pude partilhar algumas ideias.

- Ao Professor João Miranda Guedes, por ter perdido tempo com discussões e explicações com um mero recém-licenciado. De facto a sua grandeza está na simplicidade. Obrigado pelos constantes incentivos, paciência, e genuína amizade sem as quais não teria chegado ao termo deste trabalho.
- Ao Professor Aníbal Costa por ter acreditado que eu era capaz de levar a bom porto este trabalho, pelo apoio e interesse contínuo, pela preocupação para que nada faltasse no desenvolvimento desta dissertação e, acima de tudo, pela sua amizade.
- À Associação de Municípios do Baixo Tâmega e ao Gabinete de Apoio Técnico do Baixo Tâmega, por ter criado condições para o desenvolvimento deste trabalho.
- À Professora Filomena Viana do Departamento de engenharia Metalúrgica e de Materiais da FEUP, por toda a ajuda prestada na caracterização das propriedades dos materiais e pelos conselhos dados, em especial no que se refere ao Capítulo 4.
- Ao professor Miguel Figueiredo e ao colega Rui Silva, do Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP, pelo apoio prestado na realização dos ensaios de tracção bem como na interpretação dos seus resultados.
- Ao Eng.º Carlos Sá do Centro de Materiais da Universidade do Porto, pelo apoio na realização das observações ao Microscópio Electrónico de Varrimento.
- Ao professor Carlos Sousa Oliveira, do Instituto Superior Técnico pela colaboração prestada nos ensaios dinâmicos efectuados.
- À Eng.<sup>a</sup> Esmeralda Paupério do Núcleo de Conservação e Reabilitação d'Edifícios e Património da FEUP, pelo apoio sempre presente e por partilhar a sua imensa experiência na área da Reabilitação do Património em benefício deste trabalho.
- À Câmara Municipal de Ribeira de Pena, na pessoa do seu Vereador João Gomes pelo auxílio no levantamento das pontes existentes na região.

- Ao professor Amorim Faria, que me pôde aconselhar quanto às melhores soluções a adoptar para a área das madeiras, ao professor Nelson Vila Pouca, por explicar de forma tão simples problemas, por vezes, tão complexos, ao professor Rui Calçada e ao Eng. Pedro Neto, pelo apoio prestado na área das fundações.
- Ao professor António Arêde pelos constantes conselhos, amizade e interesse demonstrado.
- À professora Ana Maria Sarmento e ao professor Joaquim Sarmento pelo interesse demonstrado e esclarecimentos prestados comentários que me souberam transmitir e que ajudaram a criar bases sólidas.
- A todos os professores da parte curricular do mestrado que me abriram os horizontes acerca do tema da Reabilitação.
- Às empresas que me puderam aconselhar sobre algumas questões, transmitindo-me alguma sensibilidade prática. Destes quero lembrar pelo interesse demonstrado, o Eng.º Manuel Vieira e o Eng.º Paulo Margaça.
- Ao Sr. Valdemar, colaborador do LESE, pela forma eficaz e divertida com resolvia os problemas de natureza prática que surgiam.
- Aos colegas mais velhos pelos conselhos que me puderam dar. Destes gostaria de lembrar o Xavier Romão, a Cristina Costa, o Nuno Neves, e o Pedro Quintela.
- A todos os meus amigos, em especial àqueles com quem convivi no meu dia-a-dia. Destes não poderei deixar de lembrar: António Guerra, Pedro Borges, Hugo Coelho, Helder Figueiredo, Aires Almeida, Vítor Gama, Luís Silva, Diogo Ribeiro, Hugo Rodrigues, Vidigal Rodrigues, Daniela Glória, Pedro Delgado, Luís Carrilho, André Correia, Bruno Silva, Romeu Simões, Inês Ferraz e André Resende.
- A todos os que me ajudaram com questões que, embora não tivessem que ver com aspectos científicos, são sempre necessários no dia-a-dia: D.<sup>a</sup> Vitória Freitas, Marta Costa, Joana Rodrigues e Cláudia Correia da secção de estruturas, e D.<sup>a</sup> Maria de Lurdes (assessoria do mestrado).
- A todos aqueles que estão comigo em todos os momentos dispostos a partilhar a minha alegria e a minha tristeza: a minha família e namorada.

Sinto uma grande honra ter trabalhado, discutido, ouvido ou, simplesmente, desabafado com cada um de vocês. Certamente contribuíram para a minha formação não apenas a nível académico mas também a nível pessoal e social.

# ÍNDICE GERAL

## ÍNDICE DE FIGURAS

## ÍNDICE DE QUADROS

### CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1.1
1.2	OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	1.3
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	1.4

### CAPÍTULO 2 - SÍNTESE HISTÓRICA

2.1	INTRODUÇÃO .....	2.1
2.2	MATERIAIS .....	2.2
2.2.1	<i>Madeira</i> .....	2.2
2.2.2	<i>Aço</i> .....	2.3
2.3	PONTES .....	2.6
2.3.1	<i>Os Materiais e as Pontes</i> .....	2.7
2.3.2	<i>Pontes Suspensas</i> .....	2.11
2.3.3	<i>Os Principais Problemas das Pontes Suspensas</i> .....	2.13
2.3.4	<i>Evolução das Pontes de Arame</i> .....	2.15
2.3.5	<i>Pontes de Arame no Mundo</i> .....	2.19
2.4	PONTES DE ARAME EM PORTUGAL .....	2.25
2.4.1	<i>Ponte Pensil</i> .....	2.26
2.4.2	<i>Ponte de Arnóia/Rebordelo</i> .....	2.27
2.4.3	<i>Ponte de Pedraça</i> .....	2.28
2.4.4	<i>Ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega</i> .....	2.29
2.4.5	<i>Ponte do Gardunho</i> .....	2.31
2.4.6	<i>Ponte de Veral</i> .....	2.33
2.4.7	<i>Ponte de Padroselos</i> .....	2.35

2.4.8	<i>Ponte da Adaiúfa</i> .....	2.36
2.4.9	<i>Ponte de Cabos</i> .....	2.37
2.5	CONCLUSÃO .....	2.41

### **CAPÍTULO 3 - A "PONTE DE ARAME": DESCRIÇÃO E DIAGNÓSTICO**

3.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA .....	3.1
3.2	SÍNTESE HISTÓRICA .....	3.10
3.3	LEVANTAMENTO DAS ANOMALIAS DETECTADAS .....	3.12
3.3.1	<i>Anomalia A – Falta de Elementos no Pavimento</i> .....	3.12
3.3.1.1	<i>Descrição e Localização</i> .....	3.12
3.3.1.2	<i>Causas</i> .....	3.13
3.3.1.3	<i>Prevenção</i> .....	3.13
3.3.1.4	<i>Reparação</i> .....	3.14
3.3.2	<i>Anomalia B – Degradação dos Elementos de Madeira</i> .....	3.14
3.3.2.1	<i>Descrição e Localização</i> .....	3.14
3.3.2.2	<i>Causas</i> .....	3.14
3.3.2.3	<i>Prevenção</i> .....	3.15
3.3.2.4	<i>Reparação</i> .....	3.16
3.3.3	<i>Anomalia C – Corrosão dos Arames</i> .....	3.16
3.3.3.1	<i>Descrição e Localização</i> .....	3.16
3.3.3.2	<i>Causas</i> .....	3.17
3.3.3.3	<i>Prevenção</i> .....	3.17
3.3.3.4	<i>Reparação</i> .....	3.18
3.3.4	<i>Anomalia D – Colonização Biológica</i> .....	3.18
3.3.4.1	<i>Descrição e Localização</i> .....	3.18
3.3.4.2	<i>Causas</i> .....	3.19
3.3.4.3	<i>Prevenção</i> .....	3.19
3.3.4.4	<i>Reparação</i> .....	3.20

3.4	CONCLUSÃO .....	3.20
-----	-----------------	------

#### **CAPÍTULO 4 - CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS**

4.1	INTRODUÇÃO .....	4.1
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO AÇO .....	4.2
4.2.1	<i>Ensaio de Tracção</i> .....	4.2
4.2.2	<i>Observações ao ME</i> .....	4.5
4.2.3	<i>Observações ao MEV</i> .....	4.7
4.2.3.1	<i>Resultados obtidos</i> .....	4.9
4.2.3.2	<i>Análise dos resultados obtidos</i> .....	4.20
4.3	DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA DAS MADEIRAS .....	4.22
4.4	CONCLUSÃO .....	4.24

#### **CAPÍTULO 5 - MODELAÇÃO, CÁLCULO E PROJECTO**

5.1	INTRODUÇÃO .....	5.1
5.2	BASES DO CÁLCULO EFECTUADO .....	5.2
5.2.1	<i>Generalidades</i> .....	5.2
5.2.2	<i>Cargas Regulamentares</i> .....	5.3
5.2.3	<i>Combinações</i> .....	5.4
5.2.4	<i>Características dos Materiais da Estrutura Existente</i> .....	5.6
5.3	CÁLCULO DA ESTRUTURA EXISTENTE COM MODELOS PLANOS .....	5.7
5.3.1	<i>Modelo Simplificado</i> .....	5.7
5.3.2	<i>Cálculo Automático</i> .....	5.10
5.3.2.1	<i>Cálculo do Elemento Cabo</i> .....	5.10
5.3.2.2	<i>Cabo Montante</i> .....	5.11
5.3.2.3	<i>Cabo Jusante</i> .....	5.15
5.3.3	<i>Cálculo de um Alçado Completo</i> .....	5.16
5.3.3.1	<i>Alçado Montante</i> .....	5.17

5.3.3.2	<i>Cálculo do Alçado Jusante</i> .....	5.19
5.4	ANÁLISE DA ESTRUTURA EXISTENTE .....	5.20
5.5	SOLUÇÃO DE REFORÇO .....	5.25
5.5.1	<i>Características dos Elementos Modelados</i> .....	5.26
5.5.2	<i>Análise Dinâmica da Estrutura</i> .....	5.27
5.5.2.1	<i>Generalidades</i> .....	5.27
5.5.2.2	<i>Caracterização da Estrutura Existente</i> .....	5.27
5.5.2.3	<i>Modificação das Características Dinâmicas da Estrutura Reforçada</i> .....	5.33
5.5.3	<i>Análise Estrutural da Proposta de Reforço ao Estado Limite Último</i> .....	5.36
5.5.4	<i>Outras Considerações do Projecto</i> .....	5.40

## **CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	6.1
6.2	SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	6.3

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

### **ANEXOS**

#### **DO CAPÍTULO 3**

*Anexo A: Definição da Geometria da Estrutura*

#### **DO CAPÍTULO 4**

*Anexo B: Ensaio de Tracção*

*Anexo C: Observações ao Microscópio Electrónico*

*Anexo D: Determinação da Massa Volúmica das Madeiras*

# ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - RECONSTITUIÇÃO DE UMA FORJA CATALÃ (REIS, 2005).....	2.5
FIGURA 2.2 – LANDSCAPE ARCH, E.U.A. (WILBUR, 2005).....	2.7
FIGURA 2.3 – RAINBOW BRIDGE, E.U.A. ( JONES S., 2005). ....	2.7
FIGURA 2.4 – PONTE SOBRE O RIO BARLE, INGLATERRA (GRAF, 2002). ....	2.8
FIGURA 2.5 – PONTE DE ALCÂNTARA, ESPANHA (GRAF, 2002). ....	2.8
FIGURA 2.6 – PONTE DE TRONCOS DE MADEIRA, AFEGANISTÃO (GRAF, 2002).....	2.9
FIGURA 2.7 – PONTE DEGLI ALPINI, ITÁLIA (GRAF, 2002). ....	2.9
FIGURA 2.8 – PONTE Dª MARIA PIA, PORTUGAL (PORTOXXI.COM, 2005).....	2.10
FIGURA 2.9 – PONTE D LUIZ I, PORTUGAL (PORTOXXI.COM, 2005). ....	2.10
FIGURA 2.10 – PONTE DA ARRÁBIDA, PORTUGAL (PORTOXXI.COM, 2005). ....	2.11
FIGURA 2.11 – PONTE DE S. JOÃO, PORTUGAL. ....	2.11
FIGURA 2.12 – TRANSPORTE DE CABOS PARA CONSTRUÇÃO DE PONTES, NEPAL (M C, 2005). ....	2.13
FIGURA 2.13 – PONTE SUSPensa, NEPAL (MC, 2005). ....	2.13
FIGURA 2.14 – PONTE AKASHI KAIKYO, JAPÃO (HSBA, 2005). ....	2.13
FIGURA 2.15 – MAPA DAS PONTES SUSPENSAS CONSTRUÍDAS EM FRANÇA NO SÉC.XIX (ART ET HISTOIRE, 2005). ....	2.15
FIGURA 2.16 – PONTE EXPERIMENTAL CONSTRUÍDA POR SEGUIN (WAGNER, 1993), COMO REFERIDO EM (SEGUIN, 1824). ....	2.16
FIGURA 2.17 – CONSTRUÇÃO DE UMA PONTE DE ARAME (WAGNER, 1993), COMO REFERIDO EM (DUFOUR, 1824). ....	2.17
FIGURA 2.18-PRIMEIRA PONTE SUSPensa POR CABOS DE ARAME EM FRANÇA (ARDÉCOLE, 2005). ....	2.17
FIGURA 2.19 – GRANDE PONTE SUSPensa (KULEUVEN, 2005).....	2.18
FIGURA 2.20 – PONTE CONSTRUÍDA POR VEGES E EMIL MARTIN (KULEUVEN, 2005). ....	2.18
FIGURA 2.21 – PONTES DE ARAME CONSTRUÍDAS NO SÉX. XIX. ....	2.20
FIGURA 2.22 – LOCAIS DE IMPLANTAÇÃO DAS PONTES DE ARAME CONSTRUÍDAS NO SÉC. XIX. ....	2.21
FIGURA 2.23 – TIPO DE UTILIZAÇÃO DAS PONTES DE ARAME CONSTRUÍDAS NO SÉC. XIX. ....	2.22
FIGURA 2.24 – CAUSAS DA DESTRUIÇÃO DAS PONTES DE ARAME CONSTRUÍDAS NO SÉC. XIX.....	2.23

FIGURA 2.25 – PONTE DE ARAME EXISTENTE NO REINO UNIDO (BRIDGEMEISTER, 2005).....	2.24
FIGURA 2.26 – VISTA DESDE UMA DAS ENTRADAS. ....	2.24
FIGURA 2.27 – VISTA EM PERSPECTIVA. ....	2.24
FIGURA 2.28 – ELEMENTOS QUE COMPÕEM OS ALÇADOS.....	2.24
FIGURA 2.29 – CABO PRINCIPAL. ....	2.24
FIGURA 2.30 – PONTE PÊNSIL, PORTO (AMP, 2005). ....	2.26
FIGURA 2.31 – CABO PRINCIPAL, PENDUAL E GUARDAS DE PROTECÇÃO. ....	2.27
FIGURA 2.32 – VISTA GERAL DESDE SUDESTE.....	2.27
FIGURA 2.33 – LIGAÇÃO ENTRE AS GUARDAS E OS BARROTES. ....	2.27
FIGURA 2.34 – ASPECTO GERAL DA PONTE: VISTA DE ALÇADO. ....	2.28
FIGURA 2.35 – VISTA GERAL DA PONTE DE PEDRAÇA. ....	2.28
FIGURA 2.36 – PONTE DE SANTO ALEIXO DE ALÉM-TÂMEGA.....	2.29
FIGURA 2.37 – PORMENOR DOS CABOS PRINCIPAIS. ....	2.30
FIGURA 2.38 – VISTO DE UM ENCONTRO.....	2.30
FIGURA 2.39 – ANCORAGEM DOS CABOS DOS ARAMES. ....	2.30
FIGURA 2.40 – PONTE DO GARDUNHO. ....	2.31
FIGURA 2.41 – LIGAÇÃO ENTRE CABOS E PENDURAIIS. ....	2.32
FIGURA 2.42 – ASPECTO GERAL.....	2.32
FIGURA 2.43 – LIGAÇÃO ENTRE PERFIS E PENDURAIIS. ....	2.32
FIGURA 2.44 – PONTE DE VERAL. ....	2.33
FIGURA 2.45 – VISTA DESDE UM DOS ENCONTROS. ....	2.34
FIGURA 2.46 – PORMENOR DAS ANCORAGENS. ....	2.34
FIGURA 2.47 – CABOS PRINCIPAIS, PENDURAIIS E GUARDAS DE SEGURANÇA. ....	2.34
FIGURA 2.48 – MARCO COM A INSCRIÇÃO DA (POSSÍVEL) DATA DE CONSTRUÇÃO. ....	2.34
FIGURA 2.49 – PONTE DE PADROSELOS.....	2.35
FIGURA 2.50 – VISTA DOS QUATRO CABOS DE ARAME E DE DOIS BARROTE (DEGRADADO).....	2.37
FIGURA 2.51 – SUPORTE DE CABOS JUNTO À ANCORAGEM. ....	2.37
FIGURA 2.52 – PILAR DERRUBADO. ....	2.37



FIGURA 2.53 – MACIÇO DE AMARRAÇÃO. ....	2.37
FIGURA 2.54 – CARRO DE TRANSPORTE DO MINÉRIO SUSPENSO POR DOIS CABOS. ....	2.38
FIGURA 2.55 – EDIFÍCIO DE LAVAGEM DO MINÉRIO. ....	2.38
FIGURA 2.56 – ASPECTO GERAL DA PONTE DE CABOS. ....	2.39
FIGURA 2.57 – VISTA GERAL. ....	2.39
FIGURA 2.58 – PORMENOR DA LIGAÇÃO DOS CABOS PRINCIPAIS. ....	2.39
FIGURA 2.59 – ANCORAGEM DOS CABOS NO ENCONTRO. ....	2.40
FIGURA 2.60 – ROTURA DE CABOS ENTRETANTO SUBSTITUÍDOS. ....	2.40
FIGURA 2.61 – CORTE DA SECÇÃO TRANSVERSAL. ....	2.41
FIGURA 2.62 – CORTE DA SECÇÃO LONGITUDINAL. ....	2.41
FIGURA 3.1 – LOCALIZAÇÃO DA “PONTE DE ARAME”. ....	3.1
FIGURA 3.2 – CARACTERIZAÇÃO DIMENSIONAL E CONSTRUTIVA DA PONTE DE ARAME - LEVANTAMENTO NO LOCAL (COSTA <i>ET AL.</i> , 2005-A). ....	3.2
FIGURA 3.3 – ASPECTO GERAL/ENQUADRAMENTO DA PONTE (VISTA DE JUSANTE). ....	3.3
FIGURA 3.4 – VISTA DESDE O ENCONTRO NOROESTE. ....	3.3
FIGURA 3.5 – ASPECTO GERAL DO PAVIMENTO. ....	3.3
FIGURA 3.6 – LOCALIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS METÁLICOS. ....	3.4
FIGURA 3.7 – CABO PRINCIPAL. ....	3.4
FIGURA 3.8 – ESQUEMA DA DISPOSIÇÃO DOS ARAMES NO CABO. ....	3.4
FIGURA 3.9 – PORMENOR DA LIGAÇÃO CABO/PENDURAL. ....	3.5
FIGURA 3.10 – PORMENOR DE UM DOS CABOS PRINCIPAIS. ....	3.5
FIGURA 3.11 – PORMENOR DE UM PENDURAL. ....	3.5
FIGURA 3.12 – IDENTIFICAÇÃO DOS BARROTES E DAS GUARDAS. ....	3.6
FIGURA 3.13 – IDENTIFICAÇÃO DO REVESTIMENTO DAS TÁBUAS E DAS GUARDAS. ....	3.6
FIGURA 3.14 – PORMENOR DAS GUARDAS DE PROTECÇÃO. ....	3.7
FIGURA 3.15 – LOCALIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DESIGNADOS POR TIRANTES. ....	3.7
FIGURA 3.16 – ALÇADO LATERAL – CORTE NA ZONA CENTRAL DA PONTE. ....	3.8
FIGURA 3.17 – CORTE DA SECÇÃO TRANSVERSAL. ....	3.8
FIGURA 3.18 – PORMENOR DE ANCORAGEM (ENCONTRO SUDESTE A JUSANTE). ....	3.9

FIGURA 3.19 – PORMENOR DE ANCORAGEM (ENCONTRO SUDESTE A MONTANTE). .....	3.9
FIGURA 3.20 – PORMENOR DE ANCORAGEM (ENCONTRO NOROESTE A MONTANTE).....	3.9
FIGURA 3.21 – PORMENOR DE ANCORAGEM (ENCONTRO NOROESTE A JUSANTE).....	3.9
FIGURA 3.22 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA PONTE (ALÇADO SUDOESTE). .....	3.10
FIGURA 3.23 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA PONTE (EM PLANTA).....	3.10
FIGURA 3.24 – LOCALIZAÇÃO DAS ZONAS MAIS AFECTADAS PELA ANOMALIA A.....	3.12
FIGURA 3.25 – FALTA DE ELEMENTOS NO PAVIMENTO (VISTA DESDE E1). .....	3.13
FIGURA 3.26 – ESTADO DO ENCONTRO E2. ....	3.13
FIGURA 3.27 – DEGRADAÇÃO DE TÁBUAS E REVESTIMENTO DO PAVIMENTO. ....	3.14
FIGURA 3.28 – DEGRADAÇÃO DE TÁBUAS. ....	3.14
FIGURA 3.29 – DEGRADAÇÃO DO BARROTE JUNTO AO ENCONTRO E2.....	3.14
FIGURA 3.30 – PORMENOR DE UM CABO PRINCIPAL. ....	3.17
FIGURA 3.31 – PORMENOR DE ZONA DE CORROSÃO NUM CABO PRINCIPAL. ....	3.17
FIGURA 3.32 – CORROSÃO NOS ARAMES DAS GUARDAS.....	3.17
FIGURA 3.33 – LOCAL ESPECIALMENTE AFECTADO POR COLONIZAÇÃO BIOLÓGICA (E1). ....	3.18
FIGURA 3.34 – ASPECTO DO ENCONTRO E1.....	3.19
FIGURA 3.35 – VEGETAÇÃO ENTRE O CABO PRINCIPAL (ENCONTRO E1).....	3.19
FIGURA 3.36 – ANCORAGEM DE ARAMES (ENCONTRO E1). ....	3.19
FIGURA 4.1 – SECÇÃO TRANSVERSAL TIPO.....	4.6
FIGURA 4.2 – SECÇÃO TRANSVERSAL CORROÍDA .....	4.6
FIGURA 4.3 – SECÇÃO LONGITUDINAL TIPO .....	4.7
FIGURA 4.4 – SECÇÃO LONGITUDINAL COM INCLUSÕES. ....	4.7
FIGURA 4.5 – MICROSCÓPIO ELECTRÓNICO DE VARRIMENTO (CEMUP). ....	4.8
FIGURA 4.6 – SECÇÃO LONGITUDINAL DO PROVETE E (30x).....	4.9
FIGURA 4.7 – SECÇÃO LONGITUDINAL DO PROVETE E (100x).....	4.9
FIGURA 4.8 – SECÇÃO LONGITUDINAL DO PROVETE E (4000x).....	4.9
FIGURA 4.9 – SECÇÃO TRANSVERSAL DO PROVETE E (100x). ....	4.10
FIGURA 4.10 – SECÇÃO TRANSVERSAL DO PROVETE E (500x). ....	4.10

---

FIGURA 4.11 – ESPECTRO DE Z1. ....	4.11
FIGURA 4.12 – ESPECTRO DE Z2. ....	4.11
FIGURA 4.13 – ESPECTRO DE Z3. ....	4.11
FIGURA 4.14 – D2 INTACTO. RELEVO E COR NATURAL DO PROVETE (50x). ....	4.11
FIGURA 4.15 – D2 INTACTO. ANÁLISE POR ELECTRÕES RETRO-DIFUNDIDOS (50x).....	4.11
FIGURA 4.16- ESPECTRO DA ZONA Z8. ....	4.12
FIGURA 4.17 – DESTACAMENTO DO REVESTIMENTO (350x).....	4.13
FIGURA 4.18 – FISSURAS NO REVESTIMENTO (4000x).....	4.13
FIGURA 4.19 – IDENTIFICAÇÃO DAS ZONAS Z9 E Z10 (30x).....	4.13
FIGURA 4.20 – ESPECTRO DA ZONA Z9.....	4.13
FIGURA 4.21 – ESPECTRO DA ZONA Z10.....	4.13
FIGURA 4.22 – SUPERFÍCIE DE L2 INTACTO (50x). ....	4.14
FIGURA 4.23 – ZONAS Z4 A Z7 (1000x). ....	4.14
FIGURA 4.24 – ESPECTRO DA ZONA Z4.....	4.14
FIGURA 4.25 – ESPECTRO DA ZONA Z5.....	4.14
FIGURA 4.26 – ESPECTRO DA ZONA Z6.....	4.15
FIGURA 4.27 – ESPECTRO DA ZONA Z7.....	4.15
FIGURA 4.28 – DESTACAMENTO DO REVESTIMENTO (100x).....	4.15
FIGURA 4.29 – FISSURAS DO REVESTIMENTO (2000x).....	4.15
FIGURA 4.30 – SUPERFÍCIE DE FRACTURA DE UM MATERIAL FRÁGIL (CALLISTER JR.,2002).....	4.16
FIGURA 4.31 – SUPERFÍCIE DE FRACTURA DE UM MATERIAL DÚCTIL (CALLISTER JR.,2002).....	4.16
FIGURA 4.32 – ASPECTO DA FRACTURA DO PROVETE L2 FRACTURADO (35X). ....	4.17
FIGURA 4.33 – IDENTIFICAÇÃO DAS ZONAS LATERAL E CENTRAL (80X). ....	4.17
FIGURA 4.34 – ESPECTRO DA SUPERFÍCIE DE FRACTURA ANALISADA. ....	4.17
FIGURA 4.35 – PORMENOR DA ZONA CENTRAL (1000x). ....	4.18
FIGURA 4.36 – LOCALIZAÇÃO DA PARTÍCULA P1 NA ZONA CENTRAL (4000x). ....	4.18
FIGURA 4.37 – PORMENOR DA ZONA CENTRAL (4000x). ....	4.18
FIGURA 4.38 – PARTÍCULAS EM MICRO CAVIDADE NA ZONA CENTRAL (10000x). ....	4.18

FIGURA 4.39 – ESPECTRO DA PARTÍCULA P1 (ZONA CENTRAL).....	4.19
FIGURA 4.40 – ZONA LATERAL (1000x).....	4.19
FIGURA 4.41 – PORMENOR DA ZONA LATERAL (4000x).....	4.19
FIGURA 4.42 – PORMENOR DA ZONA LATERAL (10000x).....	4.19
FIGURA 4.43 – ASPECTO DA AMOSTRA A.....	4.22
FIGURA 4.44 – PROVETES NO EXCICADOR.....	4.22
FIGURA 5.1 – TROÇO DE CABO EM EQUILÍBRIO.....	5.2
FIGURA 5.2 – EQUILÍBRIO DAS FORÇAS DO TROÇO DE CABO DA FIGURA 5.1.....	5.2
FIGURA 5.3 – MODELO SIMPLIFICADO PARA A DETERMINAÇÃO DAS REACÇÕES A MONTANTE.....	5.8
FIGURA 5.4 – MODELO ADOPTADO PARA O CÁLCULO DO ELEMENTO CABO.....	5.11
FIGURA 5.5 – DEFORMADA DO CABO PARA A SITUAÇÃO DE CARREGAMENTO A.....	5.11
FIGURA 5.6 – DEFORMADA DO CABO PARA A SITUAÇÃO DE CARREGAMENTO B.....	5.11
FIGURA 5.7 – DEFORMADAS DO CABO, OBTIDAS PARA OS DIFERENTES VALORES DE INÉRCIA E SITUAÇÕES DE CARREGAMENTO CONSIDERADAS: CARREGAMENTO A (ESQUERDA) E CARREGAMENTO B (DIREITA).....	5.13
FIGURA 5.8 – ESQUEMA ESTRUTURAL UTILIZADO NO CÁLCULO DOS ALÇADOS.....	5.16
FIGURA 5.9 – DEFORMADA OBTIDA NO CÁLCULO DO ALÇADO MONTANTE.....	5.17
FIGURA 5.10 – DEFORMADA OBTIDA NO CÁLCULO DO ALÇADO MONTANTE (COM TIRANTES).....	5.18
FIGURA 5.11 – ASPECTO DO MODELO TRIDIMENSIONAL UTILIZADO (ESTRUTURA COMPLETA E PORMENOR).....	5.21
FIGURA 5.12 – PENDURAS QUE NÃO VERIFICARAM AS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA REGULAMENTARES.....	5.23
FIGURA 5.13 – EQUIPAMENTO UTILIZADO NA CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DA ESTRUTURA.....	5.28
FIGURA 5.14 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE MEDIÇÕES (VISTA EM PLANTA).....	5.28
FIGURA 5.15 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE MEDIÇÕES (VISTA EM ALÇADO).....	5.29
FIGURA 5.16 – VISTA EM ALÇADO DO 1º MODO VERTICAL (ANTI-SIMÉTRICO) – $F_{SA} = 0,88\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 0,71\text{Hz}$ .....	5.30
FIGURA 5.17 – VISTA EM ALÇADO DO 2º MODO VERTICAL (SIMÉTRICO) – $F_{SA} = 1,28\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 1,32\text{Hz}$ .....	5.30
FIGURA 5.18 – VISTA EM ALÇADO DO 3º MODO VERTICAL (SIMÉTRICO) – $F_{SA} = 2,00\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 1,68\text{Hz}$ .....	5.30
FIGURA 5.19 – VISTA EM ALÇADO DO 4º MODO VERTICAL (ANTI-SIMÉTRICO) – $F_{SA} = 3,29\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 2,58\text{Hz}$ .....	5.30
FIGURA 5.20 – VISTA EM ALÇADO DO 5º MODO VERTICAL (SIMÉTRICO) – $F_{SA} = 4,83\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 4,11\text{Hz}$ .....	5.30
FIGURA 5.21 – VISTA EM ALÇADO DO 6º MODO VERTICAL (ANTI-SIMÉTRICO) – $F_{SA} > 6,00\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 5,78\text{Hz}$ .....	5.30
FIGURA 5.22 – VISTA EM PLANTA DO 1º MODO TRANSVERSAL (SIMÉTRICO) – $F_{SA} = 0,74\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 0,82\text{Hz}$ .....	5.30

FIGURA 5.23 – VISTA EM PLANTA DO 2º MODO TRANSVERSAL (ANTISSIMÉTRICO) – $F_{SA} = 3,11\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 3,52\text{Hz}$ . .....	5.31
FIGURA 5.24 – VISTA EM ALÇADO DO 1º MODO DE TORÇÃO (ANTISSIMÉTRICO) – $F_{SA} = 1,70\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 1,66\text{Hz}$ . .....	5.31
FIGURA 5.25 – VISTA EM ALÇADO DO 2º MODO DE TORÇÃO (SIMÉTRICO) – $F_{SA} = 2,34\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 2,42\text{Hz}$ . .....	5.31
FIGURA 5.26 – VISTA EM ALÇADO DO 3º MODO DE TORÇÃO (SIMÉTRICO) – $F_{SA} = 3,59\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 3,14\text{Hz}$ . .....	5.31
FIGURA 5.27 – VISTA EM ALÇADO DO 4º MODO DE TORÇÃO (ANTISSIMÉTRICO) – $F_{SA} = 5,85\text{Hz}$ ; $F_{RE} = 4,72\text{Hz}$ . .....	5.31
FIGURA 5.28 – VISTA EM ALÇADO DO 1º MODO LONGITUDINAL – $F_{SA} > 6,00\text{ Hz}$ ; $F_{RE} = 3,54\text{Hz}$ . .....	5.31
FIGURA 5.29 – RDA (VISTA EM PLANTA).....	5.34
FIGURA 5.30 – RDB (VISTA EM PLANTA).....	5.34
FIGURA 5.31 – RDC (VISTA EM PLANTA).....	5.34
FIGURA 5.32 – RDD (VISTA EM PLANTA). .....	5.34
FIGURA 5.33 – PENDURAS QUE NÃO VERIFICAM AS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA. ....	5.37
FIGURA 5.34 – BARROTES QUE NÃO VERIFICAM AS CONDIÇÕES REGULAMENTARES (ESTRUTURA REFORÇADA). .....	5.38
FIGURA 5.35 – TÁBUAS QUE NÃO VERIFICAM AS CONDIÇÕES REGULAMENTARES (ESTRUTURA REFORÇADA). .....	5.39
FIGURA 5.36 – TÁBUAS QUE NÃO VERIFICAM AS CONDIÇÕES REGULAMENTARES (ESTRUTURA REFORÇADA). .....	5.39
FIGURA 5.37 – SECÇÃO TRANSVERSAL NA ZONA DE PASSAGEM DOS TIRANTES SOB O PAVIMENTO. ....	5.41
FIGURA 5.38 – VISTA EM ALÇADO DA ZONA DE PASSAGEM DOS TIRANTES SOB O PAVIMENTO. ....	5.42
FIGURA 5.39 – PORMENOR DA ZONA DE PASSAGEM DOS TIRANTES SOB O PAVIMENTO (SECÇÃO TRANSVERSAL). .....	5.42
FIGURA 5.40 – PORMENOR DA ZONA DE PASSAGEM DOS TIRANTES SOB O PAVIMENTO (ALÇADO). .....	5.42
FIGURA 5.41 – ALÇADO FRONTAL (À ESQUERDA) E ALÇADO LATERAL (À DIREITA). .....	5.43
FIGURA 5.42 – VISTA EM ALÇADO (À DIREITA) DA SOLUÇÃO PRECONIZADA. ....	5.43
FIGURA 5.43 – VISTA INFERIOR DO SISTEMA DE REFORÇO DINÂMICO (RDA). .....	5.44
FIGURA 5.44 – VISTA DA ESTRUTURA EM PLANTA. ....	5.45
FIGURA 5.45 – VISTA DA ESTRUTURA EM ALÇADO. ....	5.45
FIGURA 5.46 – VISTA EM PERSPECTIVA DA ESTRUTURA PROPOSTA. ....	5.46
FIGURA 5.47 – VISTA EM ALÇADO NA ZONA CENTRAL DO PAVIMENTO. ....	5.46

FIGURA 5.48 – VISTA DESDE UM DOS ENCONTROS. ....	5.47
FIGURA 5.49 – PORMENOR DA LIGAÇÃO GUARDA/BARROTE. ....	5.47
FIGURA 5.50 – MACIÇOS DE AMARRAÇÃO DOS CABOS. ....	5.47

# ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 3.1 – RESUMO DAS DIMENSÕES DOS ELEMENTOS DE MADEIRA EXISTENTES. ....	3.7
QUADRO 4.1-SÍNTESE DOS RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE TRACÇÃO. ....	4.4
QUADRO 4.2 – RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NA ANÁLISE QUÍMICA SEMI-QUANTITATIVA.....	4.21
QUADRO 4.3- RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA. ....	4.23
QUADRO 5.1 – RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE MADEIRA EXISTENTES. ....	5.6
QUADRO 5.2 – RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS METÁLICOS EXISTENTES.....	5.7
QUADRO 5.3 – RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS CONSIDERADAS NO CÁLCULO DOS CABOS. ....	5.9
QUADRO 5.4 – RESUMO DOS ESFORÇOS OBTIDOS NO MODELO SIMPLIFICADO.....	5.10
QUADRO 5.5 – RESUMO DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS PARA A SITUAÇÃO DE CARREGAMENTO B.....	5.12
QUADRO 5.6 – RESUMO DOS ESFORÇOS OBTIDOS PARA A SITUAÇÃO DE CARREGAMENTO B. ....	5.12
QUADRO 5.7 – RESUMO DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS PARA OS VALORES DE INÉRCIA CONSIDERADOS (CARREGAMENTO B).....	5.14
QUADRO 5.8 – RESUMO DOS ESFORÇOS DO CABO (CARREGAMENTO B).....	5.14
QUADRO 5.9 – RESUMO DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS PARA A SITUAÇÃO DE CARREGAMENTO B (CJ). ....	5.15
QUADRO 5.10 – RESUMO DOS ESFORÇOS OBTIDOS PARA A SITUAÇÃO DE CARREGAMENTO B (CJ).....	5.15
QUADRO 5.11 – CARACTERÍSTICAS DO ELEMENTO ADOPTADO PARA MODELAR O PAVIMENTO NO MODELO PLANO.....	5.17
QUADRO 5.12 – RESUMO DOS ESFORÇOS OBTIDOS NO CÁLCULO DO ALÇADO MONTANTE (SEM TIRANTE). ....	5.17
QUADRO 5.13 – RESUMO DOS ESFORÇOS OBTIDOS NO CÁLCULO DO ALÇADO MONTANTE (COM TIRANTE).....	5.18
QUADRO 5.14 – RESUMO DOS ESFORÇOS OBTIDOS NO CÁLCULO DO ALÇADO JUSANTE (SEM TIRANTE). ....	5.19
QUADRO 5.15 – RESUMO DOS ESFORÇOS OBTIDOS NO CÁLCULO DO ALÇADO JUSANTE (COM TIRANTE). ....	5.19
QUADRO 5.16 – RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE MADEIRA DO MODELO 3D. ....	5.20
QUADRO 5.17 – DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS MÁXIMOS NOS ELEMENTOS METÁLICOS PARA AS SITUAÇÕES DE CÁLCULO CONSIDERADAS. ....	5.22
QUADRO 5.18 – ESFORÇOS OBTIDOS PARA OS ELEMENTOS METÁLICOS. ....	5.22
QUADRO 5.19 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS PARA DIFERENTES SITUAÇÕES DE CARGA.....	5.24
QUADRO 5.20 – ESFORÇOS OBTIDOS PARA OS ELEMENTOS DO PAVIMENTO. ....	5.24

QUADRO 5.21 – RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE MADEIRA MODELADOS (ESTRUTURA REFORÇADA).....	5.26
QUADRO 5.22 – RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS METÁLICOS MODELADOS (ESTRUTURA REFORÇADA).....	5.27
QUADRO 5.23 – SÍNTESE DA ANÁLISE MODAL DA SITUAÇÃO ACTUAL (SA) E DE REFORÇO (RE). ....	5.32
QUADRO 5.24 – CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA LOCOMOÇÃO DOS HUMANOS (BACHMANN E AMMANN, 1987), CONFORME (NEWLAND, 2003).....	5.33
QUADRO 5.25 – RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA PARA AS SITUAÇÕES DE REFORÇO ESTUDADAS. ....	5.35
QUADRO 5.26 – ESFORÇOS OBTIDOS PARA OS ELEMENTOS METÁLICOS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (SOLUÇÃO DE REFORÇO). ....	5.36
QUADRO 5.27 – VALORES DOS ESFORÇOS EXTREMOS DOS ELEMENTOS DO PAVIMENTO PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO. ....	5.37
QUADRO 5.28 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS PARA ALGUNS CARREGAMENTOS CONSIDERADOS.....	5.40



# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUÇÃO**

### **1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

A reabilitação do património assume, actualmente, um carácter estratégico para os agentes da construção quer por razões económicas, fruto da diminuição do ritmo de construção de edifícios novos, quer pela necessidade de preservar construções com significado especial para a sociedade. No entanto, o investimento neste sector é em Portugal, extremamente reduzido quando comparado com a média europeia. Esta situação tem vindo a inverter-se nos últimos anos sendo hoje unanimemente reconhecida a necessidade de quadros com formação específica neste sector.

Uma construção de valor patrimonial deve ser vista de uma perspectiva muito particular, para que possíveis acções de reabilitação não lhe retirem valor. Desde logo uma dúvida se levanta: O que pode ser considerado património? Um edifício antigo? Um quadro de um pintor famoso? Um parque natural que possua espécies botânicas únicas? No sentido de clarificar estas questões a Carta de Atenas (1933), elaborada há cerca de 70 anos, deu algumas orientações de reabilitação, definindo quais os monumentos a preservar, dos quais constavam os conjuntos pitorescos que deveriam ser preservados, também pela sua originalidade (IPPAR, 1996).

Ainda que os limites do que pode ser considerado património não se encontrem claramente definidos certo é o dever de transmitir, com toda a autenticidade, as obras monumentais, conforme é referido na Carta de Veneza (1964), que define monumento histórico como algo que ultrapassa as barreiras arquitectónicas, podendo também ser sítios urbanos e rurais, onde se incluem não só as grandes criações mas também as obras que ao longo do tempo adquiriram valor cultural significativo (IPPAR, 1996).

No sentido de alcançar uma maior especificidade para a definição de património, a carta de Cracóvia (2000) sustenta que Património “é o conjunto das obras do homem nas quais uma comunidade reconhece os seus valores específicos e particulares e com os quais se identifica”. Este documento reflecte a subjectividade da classificação patrimonial, pois remete a cada cultura a função de identificar os elementos patrimoniais que detém (DGEMN, 2000).

Após a identificação dos locais a intervir a questão que se levanta é: como intervir? Desde logo a função a dar ao património condiciona todas as opções a tomar a jusante, sendo aceite, desde a elaboração da Carta de Atenas, que o monumento seja devolvido à população, que assim poderá usufruir e zelar pelo seu património. A carta de Veneza defende a criação de sinergias como resultado da actuação conjunta das diferentes vertentes técnicas e científicas.

No caso específico do património construído, o Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico – ICOMOS – apresentou recentemente um conjunto de “Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico” que, entre outras orientações, reitera a importância da abordagem de um edifício como um todo, dando por isso grande importância à existência de equipas multidisciplinares capazes de efectuar uma alargada investigação e um minucioso diagnóstico, de forma a caracterizar o melhor possível a construção e, deste modo, sustentar com a máxima solidez a intervenção a realizar (ICOMOS, 2004).

A intervenção, conforme refere a Carta de Cracóvia, além de criar condições de durabilidade do monumento, deve manter a sua autenticidade, sendo que esta lhe pode ser conferida pelas sucessivas intervenções que nele possam ter sido efectuadas. Aquele documento defende que os materiais e técnicas que vão de encontro à tradição de cada local sejam, sempre que possível, mantidos. No entanto, o aspecto económico, também considerado importante nas intervenções de reabilitação e/ou restauro ou os aspectos técnicos podem condicionar as opções a tomar devido às condições orçamentais disponibilizadas ou às características inerentes a cada material. Torna-se importante, de modo especial nestes casos, que a intervenção definida assuma um carácter reversível e seja, deste modo, adaptável às diferentes políticas de reabilitação adoptados em cada época. As conclusões e ensinamentos retirados das diferentes intervenções devem ser alvo de adequada divulgação de forma a contribuírem para o desenvolvimento tecnológico e social.

## 1.2 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Com o franco crescimento do mercado da reabilitação do património construído em Portugal, torna-se necessário alertar os diversos agentes da construção para o risco que advém de intervenções menos cuidadas. É também importante definir e clarificar uma série de procedimentos (levantamento histórico e construtivo, diagnóstico e proposta de intervenção, acções de manutenção) que resultem em adequadas intervenções de reabilitação com vista à elevada durabilidade do elemento ou conjunto patrimonial em causa.

Neste contexto a presente dissertação apresenta um caso prático de reabilitação que segue aquele que, na altura da sua execução, se considerou o melhor procedimento possível. Tem por objecto uma ponte do início do século XX que, por retratar muito bem uma época de construção, pelas técnicas construtivas que envolve, pela originalidade e escassez de estruturas deste tipo em Portugal e ainda por ter um significado especial para os habitantes da região onde se encontra inserida, se considera uma estrutura de interesse patrimonial.

A oportunidade deste estudo deve-se à Associação de Municípios do Baixo Tâmega que solicitou ao Núcleo de Conservação e Reabilitação d'Edifícios e Património (NCREP) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) a realização de um conjunto de estudos com o objectivo de reabilitar uma ponte pedonal existente na região, construída no início do século XX, conhecida pelos habitantes locais por “Ponte de Arame”.

A “Ponte de Arame” é uma ponte suspensa por cabos de arame com um tabuleiro feito, exclusivamente em madeira. Trata-se de uma estrutura que aparenta fragilidade e aspectos que a tornam numa construção singular, factores que não deverão obstar a que a metodologia seguida na sua reabilitação possa ser transposta para outras estruturas.

A sustentabilidade da solução adoptada, como forma de resolução e, tanto quanto possível, prevenção de insuficiências, procurou ter bases sólidas com uma aposta forte nos diagnósticos efectuados. Nesse sentido, procurou-se envolver diferentes áreas da engenharia que, representando diferentes sensibilidades na análise dos problemas detectados, pudessem promover a sensibilização de outros agentes da construção para a importância dessa interacção no êxito da solução final.

O presente trabalho pretende contribuir de forma positiva para o panorama da reabilitação mas, mais que isso, pretende suscitar o debate em torno do tema, questionando a abordagem realizada, os métodos utilizados, a solução proposta, as implicações que dela advêm, enfim, contribuir de alguma forma para a melhoria das intervenções a realizar no

futuro. Pretende ainda sensibilizar através da sua divulgação os agentes interessados e a sociedade em geral para a necessidade de preservar as poucas estruturas do mesmo tipo ainda existentes em Portugal e cujo levantamento foi também um objectivo.

### **1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

Além do presente capítulo, onde se apresentam algumas considerações gerais do tema estudado e dos objectivos da dissertação, no Capítulo 2 faz-se uma síntese dos diferentes tipos de pontes construídos até aos nossos dias tendo com base numa classificação ao nível dos materiais utilizados. O campo de estudo é depois limitado às pontes suspensas e, posteriormente, às pontes que seguem a tipologia da ponte em estudo, apresentando-se considerações acerca da sua evolução e fazendo referência a estruturas deste tipo espalhadas um pouco por todo mundo. Em conclusão, apresenta-se o levantamento das estruturas do tipo existentes em Portugal.

No Capítulo 3, descreve-se a “Ponte de Arame” que foi alvo de um estudo mais profundo, depois faz-se a respectiva síntese histórica e apresenta-se o levantamento das patologias detectadas para as quais se atribuem as causas e soluções de reparação e prevenção.

No Capítulo 4, expõem-se os procedimentos e resultados dos ensaios laboratoriais realizados aos materiais da “Ponte de Arame” e analisam-se e discutem-se os resultados obtidos.

No Capítulo 5, utilizam-se os elementos discutidos nos capítulos precedentes na análise da estrutura existente e na definição e justificação da solução de intervenção sugerida.

Finalmente, no Capítulo 6, apresentam-se as conclusões retiradas deste estudo com contribuições e sugestões para estudos e desenvolvimentos futuros.

## **CAPÍTULO 2**

### **SÍNTESE HISTÓRICA**

#### **2.1 INTRODUÇÃO**

Desde o início da sua existência que o homem utiliza, para contornar dificuldades do dia-a-dia, o seu génio inventivo realizando criações que, ainda hoje, se consideram fantásticas. Estas estendem-se a um campo vastíssimo de aplicações, muitas delas relacionadas, directa ou indirectamente, com a Engenharia Civil. Este espírito criador manteve-se até aos nossos dias com invenções de maior grau de complexidade, é certo, mas provocadas pela mesma curiosidade e racionalidade que tão bem caracterizam o ser humano.

Os primeiros materiais que utilizou foram: a terra, a pedra, a madeira e as fibras naturais. Estes, individualmente ou combinados, constituíram a matéria-prima das primeiras construções da humanidade (Pannell, 1964). Tanto a construção como a matéria-prima, passaram ao longo do tempo por um processo natural de desenvolvimento com a utilização de novas tecnologias e novos materiais, na procura de soluções construtivas mais económicas e seguras. No caso do presente trabalho o estudo incide sobre pontes, em particular sobre pontes suspensas por arames.

No presente capítulo faz-se uma retrospectiva da evolução dos dois materiais que compõem a ponte em estudo (madeira e aço) e uma breve referência aos principais tipos de pontes construídas até hoje. As pontes de arame merecem aqui um tratamento especial, incluindo-se um estudo acerca das estruturas construídas durante o século XIX em todo o mundo e catalogadas nos elementos bibliográficos consultados. No final, apresenta-se o levantamento efectuado das pontes de arame, existentes em Portugal, fazendo-se uma breve descrição das mesmas.

## **2.2 MATERIAIS**

Os materiais utilizados na construção da “Ponte de Arame”, a madeira e o aço, sofreram evoluções ao longo dos tempos. No caso da madeira, essa evolução foi notória com o recente surgimento dos produtos derivados que vieram dar um novo fôlego a esta indústria. O aço, tem sofrido uma grande evolução, desde o início da sua produção até aos nossos dias. Essa evolução, é responsável pela produção de um material cada vez mais completo e, por isso, frequentemente utilizado na construção e reforço de estruturas.

Neste ponto faz-se uma síntese da evolução destes dois materiais e abordam-se perspectivas futuras.

### **2.2.1 Madeira**

A madeira começou a ser usada pelo homem com duas funções: construção de abrigos e combustível nas fogueiras (Martin, 2001). A par da pedra natural foi, durante muito tempo, o único material a ser utilizado na construção. Só depois surgiu a terra, a cal, o barro, as argamassas e as alvenarias (Appleton, 2004).

Há testemunhos da sua utilização em diversos locais e épocas. Os objectos retirados de túmulos egípcios provam que foi muito utilizada na construção de tronos, sarcófagos, estátuas, mobiliário e navios. Na Escandinávia, existem milhares de representações de barcos da idade do bronze gravados nas rochas. Os Gregos e Romanos utilizaram largamente este recurso, sobretudo em material de guerra, “máquinas”, pontes e barcos. Teve grande importância na China e Japão, por influência da religião budista já que, segundo esta crença, madeira significa vida (Martin, 2001).

Apesar de ser utilizada em larga escala, o progresso das técnicas de construção, o medo dos incêndios e o preço, fizeram com que a madeira fosse preterida em favor da construção em alvenaria (Martin, 2001).

Com a revolução industrial, esta matéria-prima sofreu ainda maior concorrência devido ao aparecimento de estruturas de ferro fundido e aço que trouxeram possibilidades mais alargadas de construção, permitindo vencer maiores vãos, produzir em série e pré-fabricar. Estes factores aliados à criação de estruturas industriais metalo-mecânicas muito fortes que influenciavam as políticas dos países pelo seu grande poder sobre as economias, contribuíram para o enfraquecimento da indústria da madeira. Houve então necessidade de a reformular, de modo a tornar os seus produtos mais competitivos. Este processo teve

início em 1862 e não cessou até aos dias de hoje, com a criação de novos produtos e a melhoria de outros já existentes (Martin, 2001).

Actualmente, há uma nova visão da madeira como material de construção. As suas potencialidades sofreram um acréscimo devido ao aparecimento dos produtos derivados, ao progresso das tecnologias de reabilitação e ao seu excelente comportamento ao fogo. Para alguns autores (Cruz *et al.*, 2004) os factores responsáveis pelo crescimento do mercado da construção em madeira estão relacionados com:

- ambiente – esta indústria explora um recurso natural e renovável, que envolve gastos reduzidos de energia na sua transformação;
- técnicas de classificação – a matéria-prima pode ser, rigorosamente, classificada, permitindo ao projectista conhecer claramente, as capacidades de cada espécie;
- desenvolvimento das ligações – actualmente existem meios de execução de ligações entre diferentes elementos mais seguros, impondo menos limitações arquitectónicas às estruturas de madeira.

O futuro desta indústria é animador, uma vez que a madeira e seus derivados são utilizados em aplicações relacionadas com tecnologia de ponta, como é o caso das linhas dos comboios de alta velocidade e da indústria automóvel (Guinard, 2001).

### 2.2.2 Aço

O aço faz parte do grupo dos materiais metálicos ferrosos, assim designados devido ao predomínio do ferro na sua composição. Apesar de ter sido descoberto há largos séculos, o material vulgarmente designado de ferro apenas foi usado no desempenho de funções estruturais muito mais tarde. Tudo começou com a descoberta dos metais, há sete mil anos. Segundo Seabra (Seabra, 1985), o primeiro pedaço de metal foi produzido por acaso, em fogueiras. Pensa-se que se tratava de estanho, cobre ou chumbo, pela relativa facilidade de redução química destes metais, ou seja, pela facilidade da remoção de átomos de oxigénio da substância química base (neste caso o respectivo minério).

A descoberta do ferro é também associada ao mesmo fenómeno quando, também em fogueiras, foram utilizados pedaços de minério de ferro provenientes de meteoritos, que os antigos acreditavam serem dádivas dos deuses, constituídos por ferro e níquel. Já nessa altura se tentavam compreender os processos subjacentes à sua produção, tendo-se constatado que quando o vento se fazia sentir com mais intensidade, a temperatura atingida

era maior, sendo conseqüentemente produzido um metal de melhor qualidade. As elevadas temperaturas necessárias à produção de ferro foram, durante largos anos, a causa principal da sua escassez, já que impediam o minério de atingir o seu ponto de fusão. Por este motivo, os arqueólogos colocaram a Idade do Bronze antes da Idade do Ferro (Marques, 2004).

Depois de ser reconhecida utilidade aos metais, colocou-se o desafio de compreender a tecnologia envolvida na sua produção. A criação da siderurgia<sup>1</sup>, passagem do mineral extraído do solo para o metal que permite a fabricação de objectos, começou a existir na Ásia Menor por volta de 1500 a.C., sendo amplamente conhecida por volta de 1000 a.C.. Depois de uma fase em que a produção de metais se dava sob a forma individual, surgiram as primeiras ligas metálicas, o bronze e o latão (mistura de cobre e zinco), cuja produção envolvia processos extremamente rudimentares quando comparados com os actuais. Para que no processo de cozedura o material atingisse maiores temperaturas e, conseqüentemente, fosse de melhor qualidade, foram criados fornos dotados de sistemas de ventilação (Marques, 2004), (Braga, 2005).

Nos dois grandes impérios da antiguidade clássica, o Grego e o Romano, não houve grandes progressos nesta área (Braga, 2005).

Na idade média, os centros de produção de ferro estavam estrategicamente colocados junto a florestas, já que o aquecimento do mineral se dava em baixos fornos através da combustão da madeira. A reacção do ferro com carbono à temperatura de 800°C, permitia a obtenção de um material pastoso, contendo elevado grau de impurezas. Este, era depois compactado a quente e, finalmente, martelado de modo a reduzir a percentagem de escórias, assumindo o material final muitas semelhanças com o que hoje se conhece por ferro forjado. Contudo, ainda não possuía as características desejadas, pelo que era necessário aumentar a temperatura do minério de modo a que este atingisse o seu ponto de fusão, situado nos 1535°C (Braga, 2005).

Após o Império Romano, surgiu um novo e marcante processo de produção de ferro: a Forja Catalã. Segundo este método, o carvão e o ferro eram colocados num forno enquanto se insuflava ar frio para o seu interior. Com o aparecimento da força hidráulica, no séc. XIII, o ar era insuflado em maiores quantidades e sem qualquer esforço, o que

---

<sup>1</sup> O termo “siderurgia” deriva do grego “sideros” (ferro) + “Ergo” (trabalho).



permitia obter ferro macio ou aço. Na figura 2.1 apresenta-se uma ilustração da Forja Catalã.

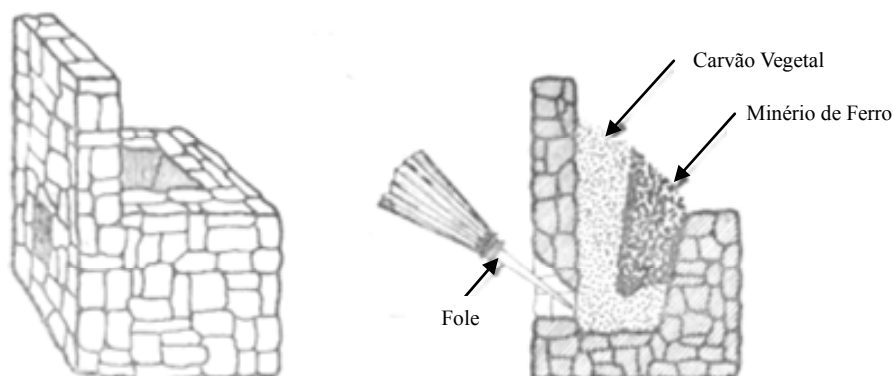


Figura 2.1 - Reconstituição de uma forja Catalã (Reis, 2005).

As temperaturas atingidas através da Forja Catalã não eram ainda as desejadas uma vez que o material continuava a não ser tão puro quanto o desejado. Foram então criados fornos de maiores dimensões: primeiro fornos de fole, com 3m de altura, e depois alto-fornos com 5m de altura (Braga, 2005).

O alto-forno, construído inicialmente no século XV, permitia atingir temperaturas elevadas o que provocava uma maior absorção de carbono do carvão vegetal, obtendo-se um material mais duro e mais resistente. Este processo permitia a operação em contínuo, com o escoamento periódico do ferro líquido que se acumulava. Inicialmente eram produzidos cerca de 1500 kg de ferro por dia (Braga, 2005).

A utilização do carvão de pedra para redução do ferro, levou à deslocalização das siderurgias, em especial para Inglaterra devido à existência de inúmeras jazidas de minério de ferro e de carvão de pedra naquele país. Com a revolução industrial, no final do século XVIII, e a utilização de máquinas a vapor para introdução de ar nos alto-fornos, o ferro e o aço transformaram-se nos materiais de construção mais importantes da época, assumindo então funções estruturais. O surgimento da locomotiva e a ampliação da rede de caminhos-de-ferro levaram à produção de perfis que constituíam os carris do novo meio de transporte. Estes foram produzidos em larga escala, o que levou a que fossem encontradas outras aplicações tecnológicas que deram azo a novas formas de construção. Por volta de 1780 surgiam as primeiras estruturas em ferro, fruto da crescente adesão da população ao novo meio de transporte: pontes e, em particular, naves das estações de caminhos-de-ferro. O mundo estava perante a arquitectura do ferro (Braga, 2005).

Por volta de 1855 assistiu-se a uma revolução tecnológica quando, pela primeira vez, foi produzido aço: tinha nascido a siderurgia moderna. Este material permitiu aligeirar, consideravelmente, as estruturas, aumentar as suas performances e, simultaneamente, servir de matéria-prima de muitas indústrias. Em 1870 apareceram os aços especiais, que consistem na adição de elementos químicos ao aço, como por exemplo: tungsténio, cromo e níquel. Este tipo de aços possui elevado limite elástico, permitindo reduzir o peso próprio das estruturas, e aumentar a resistência a temperaturas extremas. Contudo, até final do século XIX utilizava-se o ferro fundido e o ferro forjado, isoladamente ou de forma combinada, já que estes materiais se complementam muito bem, tornando possível a realização de construções ambiciosas.

Após a 2ª guerra mundial, o ferro fundido foi posto em causa já que se manifestou sensível ao impacto. Utilizou-se então, generalizadamente, o aço para realizar as mais diversas construções. Este material continua, hoje em dia, a ter uma grande utilização (Seabra, 1985), sobretudo por ser um material económico já que:

- com os métodos actualmente disponíveis, é facilmente redutível;
- o minério que lhe dá origem abunda nos jazigos, havendo casos em que está presente em cerca de 60%;
- possui um conjunto de propriedades importantes (densidade, ductilidade, resistência);
- é susceptível de adquirir ou melhorar algumas características por combinação com outros elementos químicos, formando ligas.

A produção mundial do aço bruto em todo o mundo no ano de 2004 foi de 1050 milhões de toneladas. Para 2005 prevê-se um crescimento de 5% e para 2006 de 3,5% (IBS, 2005).

## **2.3 PONTES**

A palavra ponte provém do latim e refere-se, no contexto em que se utiliza no presente trabalho, a uma construção que permite a passagem de uma via de comunicação sobre um curso de água ou vale.

Desde a alta antiguidade até aos nossos dias o mundo tem assistido a uma constante evolução tecnológica, também responsável pelo aparecimento e desenvolvimento de novas formas de concepção de pontes. De seguida faz-se uma retrospectiva dos diferentes tipos

de pontes, com base no principal material utilizado, e apresenta-se um estudo mais detalhado das pontes suspensas, de modo especial das pontes de arame.

### 2.3.1 Os Materiais e as Pontes

O homem distingue-se dos outros animais pela sua racionalidade, característica também reflectida na interpretação das diferentes manifestações da natureza que, muitas vezes lhe serviram de inspiração na realização de um grande número de inovações.

Até ao século IX a.C. não há registo da construção de pontes para transposição de rios (Pannell, 1964). No entanto, desde a formação do nosso planeta que a natureza se encarregou de realizar algumas construções notáveis que, indubitavelmente, se assemelham a estruturas construídas pelo homem ao longo dos tempos.

Nas figuras 2.2 e 2.3 podem ver-se duas pontes naturais localizadas em Utah (E.U.A.).



Figura 2.2 – Landscape arch, E.U.A. (Wilbur, 2005).

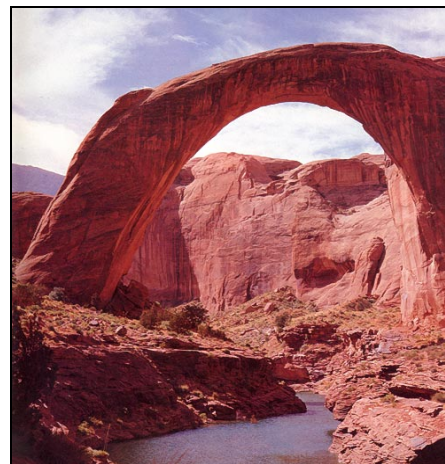


Figura 2.3 – Rainbow Bridge, E.U.A. ( Jones S., 2005).

A ponte Landscape arch (figura 2.2), com um arco que totaliza 88m, é talvez a maior ponte natural do mundo. A Rainbow Bridge, apresentada na figura 2.3, é ligeiramente menor (84m de vão). Ambas as estruturas se localizam no estado de Utah nos E.U.A. (Brandt, 2005).

Um dos materiais mais utilizados em construções foi a pedra. As pontes de pedra deverão ter surgido numa altura muito remota da história, havendo testemunhos de

estruturas que, não empregando alta tecnologia, se distinguem pela sua simplicidade. Outras há que envolvem conhecimentos mais alargados, resultado da evolução científica e tecnológica. A invenção do arco foi preponderante para o êxito deste material, como material de construção, uma vez que permitiu a execução de estruturas de maiores vãos (Armisen, 2000). Nesse sentido, os Romanos desempenharam um papel importantíssimo, como testemunham as construções que deixaram como património a toda a humanidade e que influenciaram a construção vindoura. Na figura 2.4 pode ver-se uma ponte que segue um esquema estrutural muito simples e outra, figura 2.5, construída com a tecnologia do arco romano e com recurso a um ligante.



Figura 2.4 – Ponte sobre o rio Barle, Inglaterra (Graf, 2002).

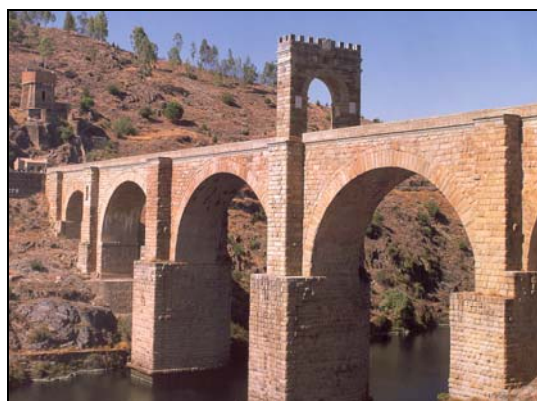


Figura 2.5 – Ponte de Alcântara, Espanha (Graf, 2002).

A ponte de pedra sobre o rio Barle (figura 2.4) terá sido construída na pré-história, em Somerset (Inglaterra). Segundo os habitantes locais, pelas dimensões das suas pedras apenas o diabo a poderia ter construído (Graf, 2002). A ponte de Alcântara foi construída no ano 106 da era cristã no município Espanhol que lhe deu o nome. A construção deste tipo de estruturas sofreu uma ligeira alteração no séc. XII quando, por influência da Igreja, foi construída a ponte de Avignon. A partir desta altura, era usual construir pontes que incluíam capelas, onde o povo podia agradecer pela segurança dada na sua travessia, rezar pelos seus doadores e contribuir para a sua manutenção (Pannell, 1964).

Embora o Império Romano se distinga pelas magníficas construções em pedra, as primeiras pontes romanas eram de madeira. A madeira foi um dos primeiros materiais utilizados na construção civil (Pannell, 1964). Contudo, não há testemunhos muito antigos da sua aplicação em pontes, facto explicado pelas características de conservação que apresenta. As primeiras pontes de madeira de que há registos são as chamadas pontes de

troncos, cuja origem remonta à pré-história, que consistiam num conjunto de troncos colocados perpendicularmente ao curso de água dos rios (Ryan, 2005). Este tipo de estruturas estava, todavia, limitado a pequenos vãos já que dependia directamente do comprimento e da resistência dos troncos. Contudo, com o passar dos tempos foi possível a realização de construções cada vez mais ambiciosas em madeira, fruto da descoberta de ligações eficientes e da valorização deste material. Como exemplo, apresenta-se uma ponte de troncos (figura 2.6), cuja data de construção se desconhece, e a ponte Degli Alpini (figura 2.7), construída em 1591.



Figura 2.6 – Ponte de Troncos de madeira, Afeganistão (Graf, 2002).



Figura 2.7 – Ponte Degli Alpini, Itália (Graf, 2002).

A Ponte de Troncos apresentada na figura 2.6, distingue-se pela simplicidade, utilizando apenas o essencial. Pelo contrário, na Ponte Degli Alpini houve outro tipo de preocupações como a disposição dos pilares relativamente ao curso da água, ou a colocação da cobertura que melhora o seu desempenho funcional.

Com a revolução industrial houve avanços tecnológicos extremamente rápidos. A produção do aço em larga escala e a necessidade de infra-estruturas para o novo meio de transporte, o comboio, fizeram com que a construção metálica dominasse a indústria da construção à escala mundial. A primeira ponte metálica, Iron Bridge, foi construída entre 1776 e 1779, em Inglaterra, mais precisamente em Coalbrookdale.

Um século depois surgiam em Portugal duas obras de referência do mesmo género, projectadas por Gustav Eiffel (Ponte D.<sup>a</sup> Maria Pia) e Teófilo Seyring (Ponte D. Luís I), que se podem ver nas figuras 2.8 e 2.9, respectivamente.



Figura 2.8 – Ponte Dª Maria Pia, Portugal  
(PortoXXI.com, 2005).



Figura 2.9 – Ponte D Luiz I, Portugal  
(PortoXXI.com, 2005).

Mas a grande revolução na indústria da construção ocorreu após a descoberta do betão. Na verdade, o betão mais antigo data de 5600 a.C. e foi descoberto por Lpenski Vir na Jugoslávia. No entanto, só em 1824 foi patenteado o cimento Portland por Joseph Aspdin, pedreiro Inglês (Coutinho, 1988).

Em 1852, François Coignet, engenheiro e construtor, realizou a primeira aplicação de armaduras em betão. No mesmo ano, Wilkinson patenteava a ideia do reforço do betão com elementos de aço abaixo da linha neutra das vigas. Estes progressos levaram a um desenvolvimento notável da construção em betão. Rapidamente este material suplantou a concorrência tornando-se, excluindo a água, no material mais utilizado no nosso planeta. A esse respeito, Hendrik van Oss, especialista em cimento para a United States Geological Survey, afirmou que «algumas pessoas vêem o séc. XX como a era atómica, do espaço e dos computadores, mas pode dizer-se que foi, sem dúvida, a era do betão» (Oss, 2005).

Nas figuras 2.10 e 2.11 podem ver-se duas obras de arte em betão armado, emblemáticas da engenharia Portuguesa de pontes: a Ponte da Arrábida e a Ponte de S. João.



Figura 2.10 – Ponte da Arrábida, Portugal  
(PortoXXI.com, 2005).



Figura 2.11 – Ponte de S. João, Portugal.

Estas duas estruturas são da autoria do Eng.º Edgar Cardoso. A Ponte da Arrábida, foi inaugurada em 1963, sendo considerada uma das mais longas pontes em arco do mundo. A Ponte de S. João, mais recente, possui um vão de 250m que, em 1991, era o maior vão alguma vez construído numa estrutura de betão armado desse género (PortoXXI.com, 2005).

O betão tem sido alvo de estudos importantes, resultado do aparecimento de patologias que fizeram com que fosse visto como um material com limitações, ao contrário daquilo que se pensava inicialmente. Reveste-se assim de grande importância a escolha dos agregados e o respeito das recomendações construtivas e dos regulamentos em vigor, como forma de evitar as referidas patologias.

### 2.3.2 Pontes Suspensas

O desenvolvimento teórico das estruturas flexíveis não é recente, já que, ainda no tempo do império Grego se desenvolviam teorias sobre o funcionamento de cordas. Há cerca de 2500 anos Pitágoras verificou que o som produzido por cordas idênticas e traccionadas com a mesma força é diferente quando estas apresentavam comprimentos diferentes (Pauletti, 2003).

As pontes suspensas pertencem ao grupo das estruturas flexíveis cuja origem remonta a tempos pré-históricos. Depois de utilizar as cavernas como moradias, crê-se que o homem terá construído tendas, conforme evidenciam descobertas na Ucrânia segundo as quais teriam sido edificados abrigos com recurso a peles e ossos de mamute (Shaefer, 1994), conforme referido por (Pauletti, 2003).

Este tipo de estrutura terá nascido na China (Pannell, 1964) sendo inicialmente constituída unicamente por cordas. A sua travessia era realizada com o auxílio de dois cabos, colocados um de cada lado, que serviam para os transeuntes se agarrarem (Graff; 2002). Mais tarde realizavam-se à custa de correntes metálicas sendo o exemplo mais antigo que se conhece uma estrutura construída na China por volta de 1470, com um vão de 74m (Pauletti, 2003).

Um dos primeiros registos da construção de uma ponte suspensa, da autoria do historiador grego Herodotus, descreve como no ano de 480 a.C. os engenheiros de Xerxes (Imperador Persa) construíram uma ponte com cabos de linho e de papiro. Apesar do processo ter sido concluído com sucesso, uma violenta tempestade deitou por terra todo o trabalho, destruindo-a. Xerxes decapitou os engenheiros responsáveis pela construção (Pannell, 1964).

Chegaram à Europa na segunda metade do século XVII, posteriormente à publicação da *Machinae Novae*, onde Faustus Verantius apresenta esquemas de pontes suspensas por correntes de ferro. No entanto, o comprimento dos vãos continuava bastante limitado já que, se assim não fosse, as flechas a meio vão eram demasiado elevadas. De forma a contornar estes problemas, James Finley concebeu em 1796 o primeiro tabuleiro rígido plano (Pauletti, 2003).

Com o aparecimento de novos materiais tem-se assistido a um espectacular desenvolvimento deste tipo de estruturas.

Na figura 2.12 pode ver-se o transporte dos cabos de uma ponte a construir no Nepal, efectuado por indivíduos locais, e na figura 2.13 uma ponte suspensa implantada naquele país. Na figura 2.14 apresenta-se a maior ponte suspensa do mundo – Ponte Akashi Kaikyo – com um comprimento superior a 3km e 1,99km de vão livre.





Figura 2.13 – Ponte Suspensa, Nepal (MC, 2005).



Figura 2.12 – Transporte de cabos para construção de pontes, Nepal (M C, 2005).



Figura 2.14 – Ponte Akashi Kaikyo, Japão (HSBA, 2005).

Prevê-se que em 2011 esteja construída uma ponte suspensa com 3,4km de comprimento que ligará Sicília à Itália continental. Actualmente, pensa-se que a escolha entre uma ponte pênsil e uma ponte atirantada é feita tendo em conta, sobretudo, critérios estéticos. No entanto ambas possuem características que as tornam ímpares, uma vez que são as únicas que permitem a construção de vãos superiores a 1km (Pauletti, 2003).

### 2.3.3 Os Principais Problemas das Pontes Suspensas

As pontes suspensas, grupo onde se inserem as pontes de arame, possuem características de comportamento dinâmico muito próprias que as distinguem de outras construções.

Os aspectos dinâmicos dos cabos começaram a ser estudados há largos anos atrás. Conforme refere H. Max Irvine (Irvine, 1974), ainda na primeira metade do séc. XVIII foram apresentados estudos sobre cordas por Brook Taylor, D'Alembert, Euler e Daniel Bernoulli.

Em meados do séc. XIX estudava-se a melhor concepção das pontes suspensas. Rankine e Josef Melan, entre outros, elaboraram algumas teorias sobre o comportamento das pontes suspensas. Mais tarde, alguns projectistas de pontes defendiam que, a partir de

determinado vão (correspondente a um peso próprio elevado), o cabo se mantinha intrinsecamente estável para carregamentos adicionais. Este pressuposto fez com que se prescindisse de algumas soluções que tornavam o pavimento mais rígido e teve consequências catastróficas. A ilustrar esta afirmação refere-se o exemplo emblemático da Ponte de Tacoma que colapsou sob o efeito da acção do vento. Ainda antes da sua queda eram notórias as vibrações sentidas durante o seu atravessamento, pelo que o tabuleiro foi rigidificado na esperança de garantir uma maior segurança. No entanto, sob a acção de um vento de intensidade constante e moderada ( $v = 70\text{km/h}$ ) a estrutura colapsou. Houve então uma pausa na construção de pontes penseis, tendo-se atribuído grande importância aos fenómenos dinâmicos.

Nas construções subsequentes foi dada grande importância à rigidez do tabuleiro, garantida por um conjunto de treliças. Actualmente, tem havido uma aposta na busca de formas aerodinâmicas dos tabuleiros para fazer face a esta acção (Pauletti, 2003).

Recentemente, a construção da Ponte Milénio, em Londres, trouxe para primeiro plano outro fenómeno dinâmico designado por excitação lateral sincrónica (Fitzpatrick, 2001). Devido aos mecanismos do corpo humano, para estabelecer o equilíbrio durante o caminhar são geradas forças laterais com frequências que se situam no intervalo entre 0,75 e 2 Hz. (Stoyanoff *et al.*, 2003). Na sua origem está a casual sincronização do ritmo da passada de algumas pessoas que atravessam a ponte, susceptível de gerar forças laterais suficientemente elevadas e com a mesma frequência de um modo transversal da ponte. A vibração produzida na estrutura, ainda que quase imperceptível, gera uma resposta positiva nos transeuntes que faz aumentar o número de pessoas que caminha em fase, incrementando a amplitude dos movimentos da ponte. Este processo cíclico, auto alimenta-se indefinidamente causando um crescente desconforto nas pessoas que, a partir de determinado ponto, deixam de caminhar por não sentirem condições para o fazer.

Ao contrário do que se possa pensar, este problema não é recente. Ainda durante o século XIX, a maioria dos manuais militares tinha avisos para que os soldados não marchassem durante a travessia de qualquer tipo de ponte. Existe um caso referente à ponte construída por J. Roebling, sobre o rio Niagara (E.U.A.), com um aviso datado de 1860 que restringia a marcha ou a manutenção de uma passada constante, e proibia a actuação de bandas de música quando sobre ela transitassem. No caso destes avisos não serem respeitados haveria lugar à aplicação de uma coima entre os 50 e os 100 dólares (Taylor, 2003).

Esta breve reconstituição do comportamento das pontes suspensas face a algumas solicitações atesta a importância de todos os estudos que se façam neste domínio.

### 2.3.4 Evolução das Pontes de Arame

As pontes de arame têm como característica o facto dos cabos serem constituídos por arames individuais agrupados em obra, formando cordões com maior ou menor dimensão, consoante as características resistentes pretendidas para a estrutura.

A primeira ponte suspensa de arame de que há registo destinava-se a utilização pedonal e foi implantada nos Estados Unidos, mais concretamente em Filadélfia, em 1816 (ICOMOS, 2005). Esta construção, com 124m de comprimento, não terá sobrevivido durante muito tempo tendo sido desmantelada (Bridgemeister, 2005). Pela mesma altura era construída na Escócia a segunda ponte de arame que terá permanecido em funcionamento até ao ano de 1839, altura em que foi destruída pela força das águas.

Os desenvolvimentos deste tipo de estrutura tiveram repercussões por toda a Europa que liderou, a partir de meados do mesmo século, as investigações neste domínio. O movimento impulsionado por Franceses e Suíços teve como grande mentor o cientista Marc Seguin.

Marc Seguin nasceu em França no ano de 1786. Este arquitecto distinguia-se pelas suas invenções, seguindo as pisadas dos seus pais que inventaram o balão de ar quente. Juntamente com os seus quatro irmãos, foi responsável pela concepção de um grande número de pontes do mesmo tipo, não só em França mas por toda a Europa (Art et Histoire, 2005).

Na figura 2.15 pode ver-se a localização das pontes suspensas construídas em França durante o séc. XIX.

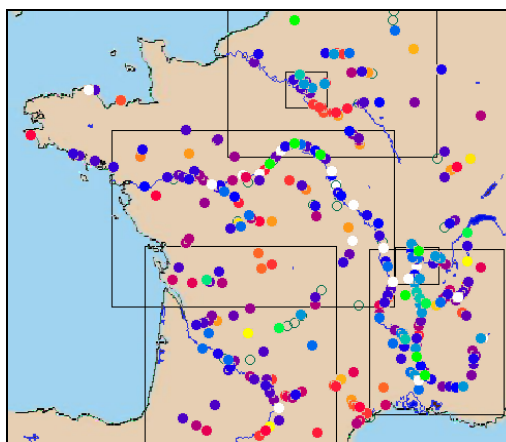


Figura 2.15 – Mapa das pontes suspensas construídas em França no séc.XIX (Art et histoire, 2005).

Das 413 construções identificadas na figura anterior, 90 são atribuídas a Marc Seguin e irmãos. Das pontes da sua autoria construídas por toda a Europa, mais de 80 possuem pelo menos 100m de vão.

Foi com a construção de uma ponte experimental, representada na figura 2.16, que Seguin se iniciou na construção de pontes suspensas por cabos de arame (Ardécole, 2005).

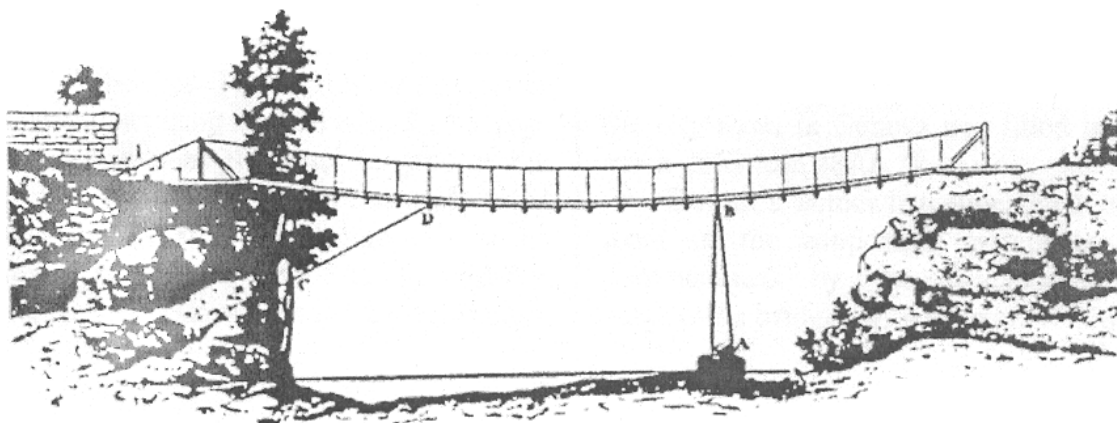


Figura 2.16 – Ponte experimental construída por Seguin (Wagner, 1993), como referido em (Seguin, 1824).

Esta ponte, cuja construção remonta a 1822, era suspensa por uma centena de arames e possuía 18m de comprimento e 0,5m de largura.

As experiências de Seguin foram úteis para analisar o comportamento deste tipo de estruturas ao longo do tempo, para definir o processo construtivo a adoptar, para demonstrar que a resistência de um cabo composto por arames finos é duas vezes superior à das correntes de ferro muito utilizadas na época pelos ingleses, e para definir uma nova forma de entrançar os arames, que tinha em conta os fenómenos de corrosão. A teoria foi publicada em 1824 na obra intitulada “*Des ponts en fil de fer*” (Art et histoire, 2005).

O processo construtivo deste tipo de pontes começa pela colocação dos cabos principais. Segue-se a ligação dos pendurais e a progressiva colocação do pavimento, tal como se observa na figura 2.17.

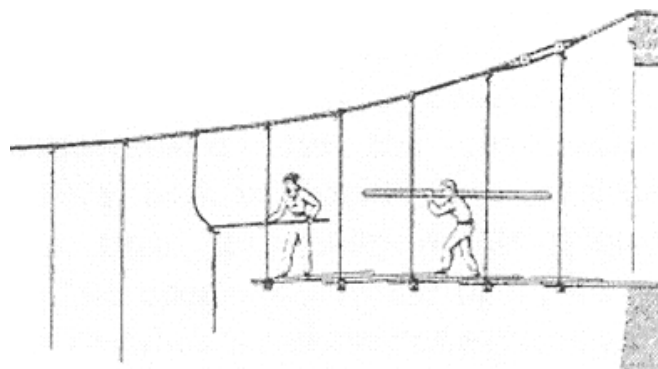


Figura 2.17 – Construção de uma ponte de arame (Wagner, 1993), como referido em (Dufour, 1824).

A primeira ponte definitiva projectada por Séguin teve a colaboração do Suiço Dufour. Segundo alguns autores (Kuleuven, 2005), esta terá sido a primeira ponte de arame construída no mundo, ao contrário da ideia, anteriormente referida, de que o berço da nova tecnologia teria sido os E.U.A.. Designada por Ponte de Santo António, foi implantada em Genebra no ano de 1823 e baseou-se nas experiências levadas a cabo pelos irmãos Seguin. Era constituída por 6 cordões com 90 arames cada, suficientes para suportar os dois vãos de 40m cada.

Uma das construções mais emblemáticas da época é a Ponte de Tournon, sobre o rio Rhône, ilustrada na figura 2.18.



Figura 2.18-Primeira ponte suspensa por cabos de arame em França (Ardécole, 2005).

A Ponte de Tournon foi a primeira ponte de arame definitiva construída em França. A sua construção, que demorou 18 meses, foi concluída em 1825. Serviu de modelo a

outras estruturas implantadas não só na Europa mas por todo o mundo (Art et histoire, 2005).

A construção da ponte mais importante desta geração foi concluída em 1834 pelo francês J. Chaley, em Gribourg (Suíça). Era conhecida por “Grande Ponte Suspensa” já que atravessava o rio Saene num único vão que perfazia 273m de comprimento. Os seus 4 cabos possuíam 1056 arames cada e eram pré-tensionados como havia sugerido Dufour. Em 1839 era introduzida uma novidade, quando Verges e Emil Martin construíram uma ponte com 5 vãos, com 109m de comprimento cada. Para além dos cabos principais, foi colocado um conjunto de tirantes, provavelmente com a função de estabilizar os pilares. Estas duas estruturas podem ver-se nas figuras 2.19 e 2.20.

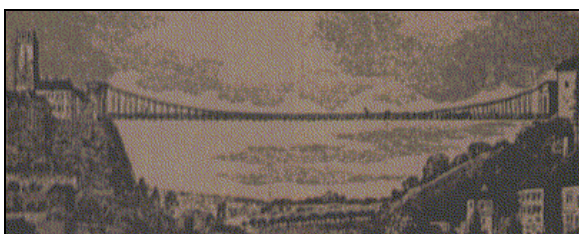


Figura 2.19 – Grande Ponte Suspensa, Suíça (Kuleuven, 2005).

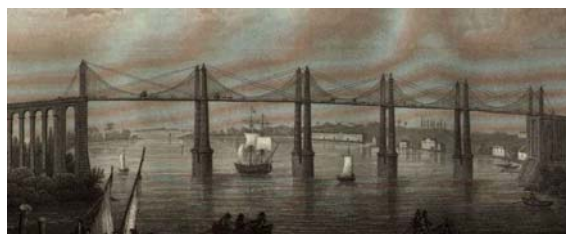


Figura 2.20 – Ponte construída por Verges e Emil Martin, França (Kuleuven, 2005).

Depois deste período, o desenvolvimento das pontes de arame concentrou-se nos Estados Unidos por dois motivos fundamentais (Kuleuven, 2005):

- Expansão dos caminhos-de-ferro para Oeste;
- Emigração de engenheiros europeus para os E.U.A..

A construção de pontes de arame nos E.U.A. foi dominada por duas personalidades: J. Roebling e Ellet.

Johann August Roebling nasceu e estudou na Alemanha, tendo emigrado para os Estados Unidos em 1831. Além de se distinguir na concepção de pontes, inventou uma máquina capaz de construir cabos a partir de arames individuais e fundou uma empresa que mais tarde, aquando da gestão dos seus filhos, empregou 8000 trabalhadores.

Charles Ellet, 4 anos mais novo que Roebling, era oriundo de famílias pobres. Trabalhou como engenheiro assistente, o que lhe permitiu ter autonomia para emigrar para a Europa onde estudou na “Ecole Polytechnique”, em Paris, tendo mais tarde viajado por França, Grã-Bretanha e Alemanha, pondo-se a par da mais avançada tecnologia de

construção de pontes da época. Quando regressou aos E.U.A. tornou-se um distinto engenheiro de pontes, realizando numerosas construções bem sucedidas de entre as quais se destaca a maior ponte suspensa da época com 308m de vão. Esta estrutura possuía 6 cabos com 550 arames cada, agrupados lado a lado, sendo assim possível o seu reforço, se tal se justificasse, para fazer face, por exemplo, às novas exigências da ferrovia. No entanto, 6 anos após a sua conclusão, em 1855, foi destruída por uma tempestade tendo sido reconstruída mais tarde por Roebling.

Estes dois grandes projectistas de pontes suspensas da época, estiveram muito perto de constituir sociedade, por sugestão de Roebling. Contudo, a ideia não foi aceite por Ellet tendo, em vez disso, nascido uma forte rivalidade entre ambos. Esta constante competição terá sido ganha por Roebling quando projectou a Ponte de Brooklyn, em Nova Iorque. Esta estrutura possuía o maior vão alguma vez construído (486m) e contava com cabos principais constituídos por 4 cordões com 5434 arames cada (Kuleuven, 2005).

Conforme se percebe pela breve descrição apresentada, existem pontes de arame com diferenças acentuadas entre si. O custo ou o tipo de utilização a que se destinam foram factores preponderantes na sua concepção, sendo notória a supremacia assumida por estas estruturas que mais tarde deram origem às modernas pontes suspensas.

### 2.3.5 Pontes de Arame no Mundo

As pontes de arame, conforme se verificou anteriormente, não são tão invulgares como à partida se poderia pensar. Foram construções bastante usuais, sobretudo no século XIX. De modo a identificar os locais onde se construíram, o tipo de utilização a que se destinavam ou a causa da sua destruição, efectuou-se um estudo de pontes de arame construídas no século XIX por todo o mundo.

Os dados utilizados foram recolhidos do site *www.Bridgemeister.com* que, embora não possua uma base de dados exaustiva, possui um grande número de pontes catalogadas. Neste estudo pretendeu-se perceber como evoluiu a construção de pontes feitas com cabos constituídos por arames, agrupados *in situ*. Foram consideradas apenas as estruturas construídas durante o século XIX para não se incluir neste estudo as pontes da “era moderna”. Na realidade, mesmo considerando apenas as estruturas construídas no século XIX, não se garante que é analisado apenas o tipo de ponte pretendido, já que a informação sobre as mesmas é na maioria dos casos escassa, o que impede a sua classificação de forma rigorosa. No entanto, dada a dimensão da amostra utilizada, 267 estruturas, julga-se que o erro cometido na apreciação global dos resultados não é significativo.

A figura 2.21 traduz o ritmo de construção de pontes de Arame durante o século XIX.

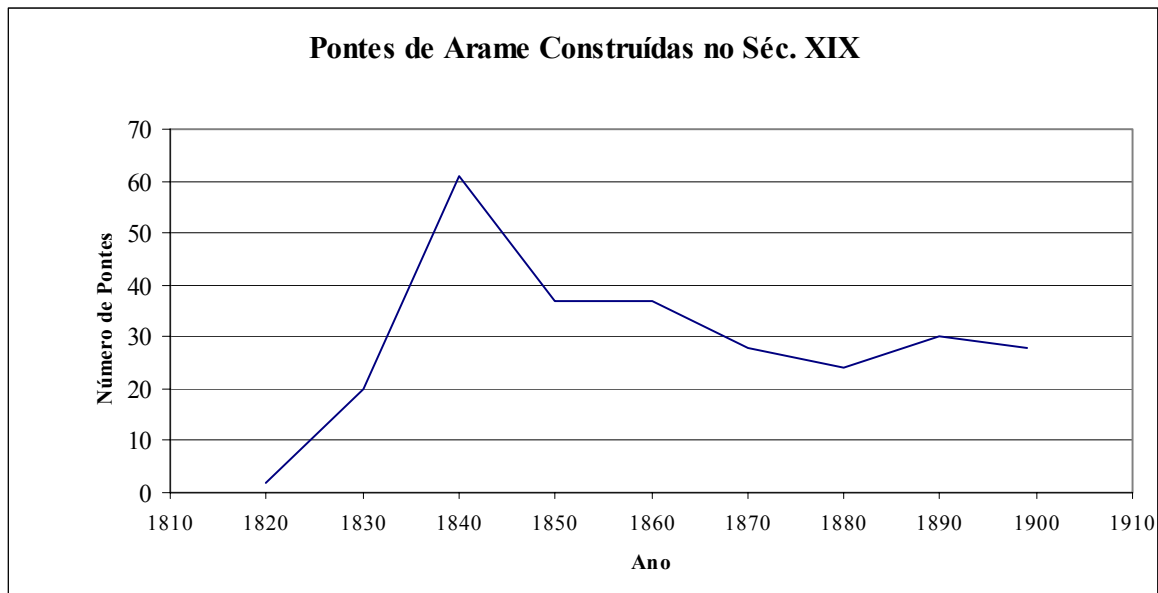


Figura 2.21 – Pontes de arame construídas no séx. XIX.

Pela análise da figura anterior percebe-se que, numa fase inicial, a construção das pontes de arame teve um crescimento notável, atingindo o seu ponto máximo na década de 1830 a 1840. Na década seguinte, pelo contrário, assistiu-se a uma inflexão na tendência registada até então. A partir de 1850 o decréscimo notado foi menor, tendendo mesmo a estabilizar desde 1870.

Na figura 2.22 representam-se graficamente os locais onde foram construídas mais pontes de arame.



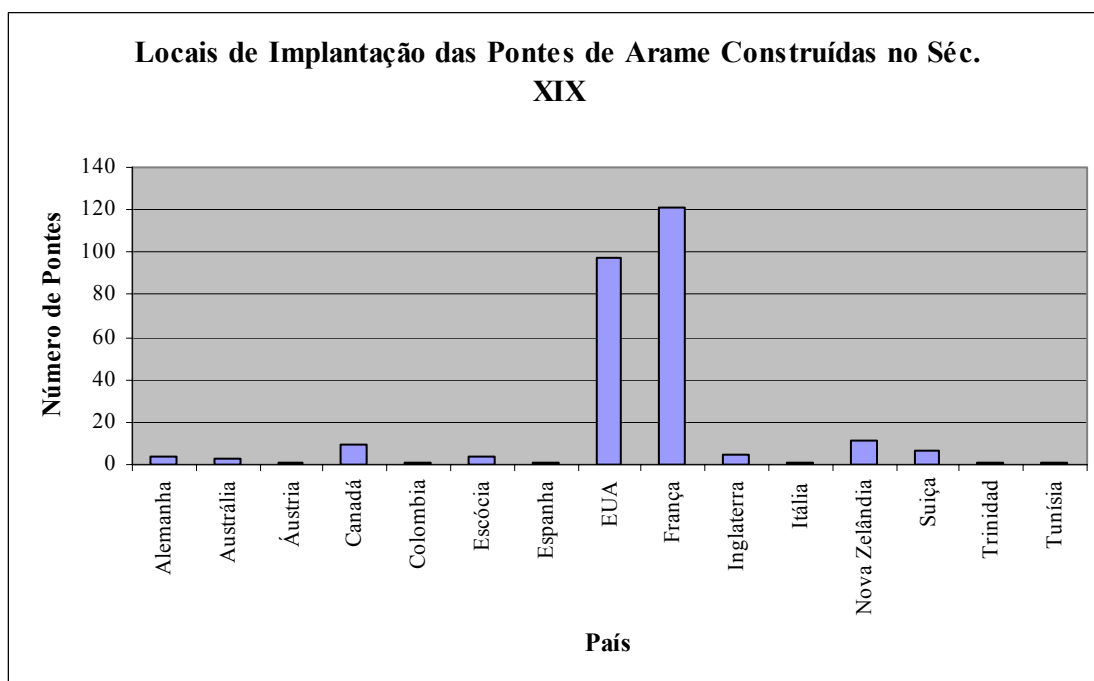


Figura 2.22 – Locais de implantação das pontes de arame construídas no séc. XIX.

Pelos dados disponíveis, constata-se que o país que construiu maior número de pontes de arame no século XIX foi a França, com 121 exemplares. Os E.U.A. aparecem em segundo lugar com 97 pontes construídas no mesmo período. Noutro patamar aparecem: Nova Zelândia, Suíça, Canadá e Inglaterra.

Apesar do maior número de pontes construídas ter tido lugar em França, apenas a primeira metade do século XIX foi dominada pela Europa. Por outro lado, na segunda metade do mesmo século os E.U.A. foram os principais construtores de pontes de arame, fruto da já referida emigração de Engenheiros Europeus para Oeste e da expansão da rede de caminhos-de-ferro no seu território.

O tipo de utilização dada às pontes consideradas neste estudo, além de ser um indicador que as caracteriza, serve para, de modo indirecto, avaliar a sua envergadura. Com esse propósito, construiu-se o gráfico que se apresenta na figura 2.23.

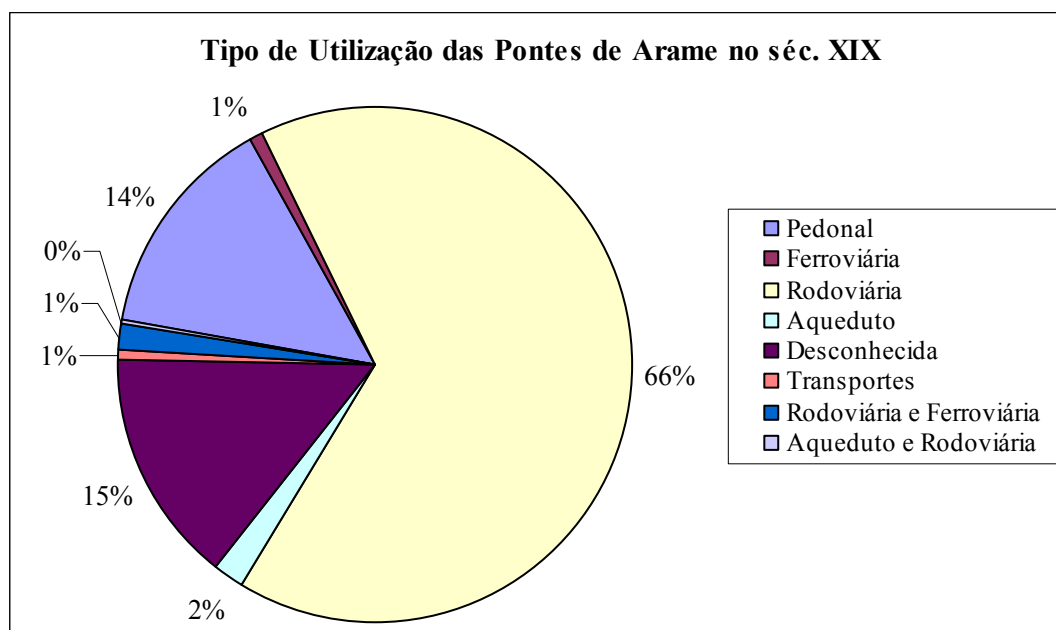


Figura 2.23 – Tipo de utilização das pontes de arame construídas no séc. XIX.

Do gráfico anterior percebe-se que a maioria das pontes consideradas deveria ter uma dimensão considerável, uma vez que mais de metade, cerca de 65%, se destinava a utilização rodoviária. As pontes pedonais aparecem em segundo lugar, com cerca de 15%. Finalmente, com percentagens inferiores a 2% aparecem pontes com utilização ferroviária, mista (rodoviária/ferroviária e aqueduto/rodoviária) e destinada a transportes de mercadorias. Os dados consultados não possuem informação quanto ao uso de 15% das pontes.

Verifica-se ainda que o tipo de utilização de algumas destas estruturas foi modificado ao longo do tempo, na maioria dos casos restringindo a circulação rodoviária e permitindo apenas a circulação pedonal, já que algumas estruturas não ofereciam condições de segurança suficientes para a sua utilização na rede rodoviária.

Finalmente, apresenta-se um estudo que evidencia as causas da destruição destas estruturas. Analisaram-se as causas de destruição de 205 pontes. Refira-se que, é possível que algumas destas pontes se encontrem activas, já que podem ter sido destruídas (em maior ou menor grau) e depois reparadas. Na figura 2.24 identificam-se as causas da destruição das pontes de arame consideradas.

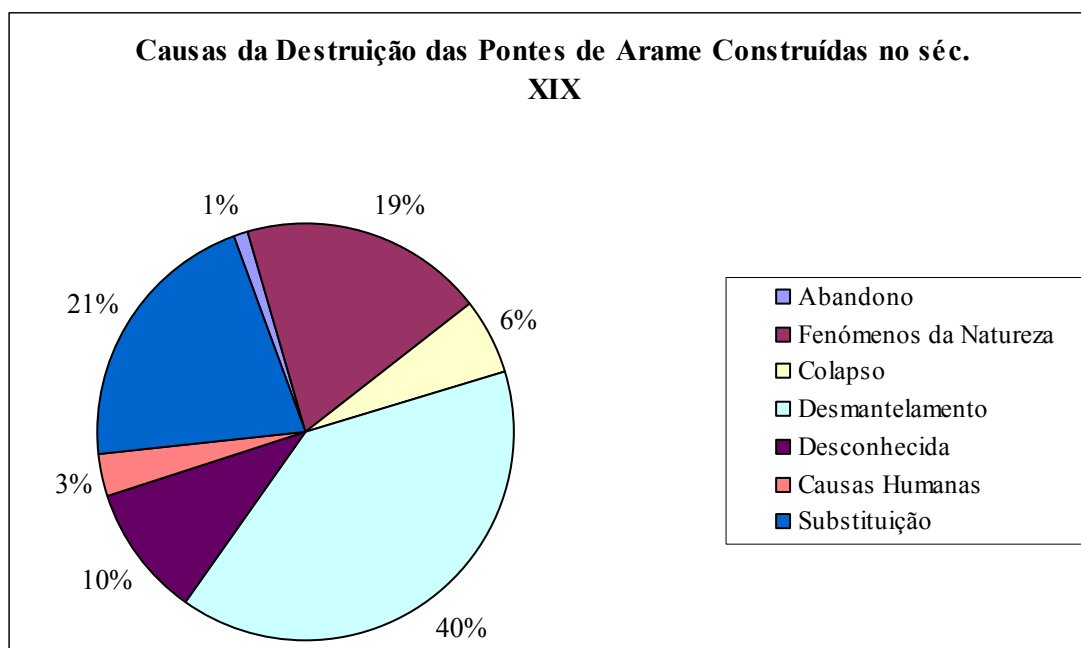


Figura 2.24 – Causas da destruição das pontes de arame construídas no séc. XIX.

Pela análise do gráfico apresentado na figura anterior verifica-se que o desmantelamento ocupa o lugar cimeiro das causas de destruição das pontes de arame, cerca de 40%. A substituição, que ocorreu em 20% dos casos, surge em segundo lugar ocorrendo, por exemplo, para fazer face a novas condições de carga ou regulamentares. Fenómenos da natureza são também, frequentemente, responsáveis pelo desaparecimento de algumas estruturas deste tipo, de modo especial, as tempestades e as cheias. Finalmente, 3% dos colapsos foram provocados pelo homem através da realização de ensaios de carga, da propagação de incêndios, da marcha de soldados e de bombardeamentos, facto que evidencia a importância estratégica deste tipo de estrutura.

Apesar do estudo apresentado incidir numa amostra constituída por estruturas construídas durante o século XIX, algumas situações permanecem actuais nos dias de hoje, não sendo invulgares as notícias que dão conta do seu sub-dimensionamento. Parece pois importante, alertar as autoridades competentes para o risco de não se proceder a acções de manutenções e intervenções regulares.

Durante o século XX, outras pontes de arame foram construídas. É o caso da que se apresenta na figura 2.25.



Figura 2.25 – Ponte de arame existente no Reino Unido (Bridgemeister, 2005).

Trata-se de uma ponte pedonal construída no Reino Unido, no ano de 1902 (Bridgemeister, 2005). Repare-se que as ancoragens são, pelo que se pode perceber da figura 2.25, realizadas na rocha. Além disso, existe um elemento vertical da guarda de segurança adjacente a cada pendural.

Nas figuras 2.26 a 2.29 pode ver-se outra obra de arte, concluída no ano de 1941 (Bridgemeister, 2005).



Figura 2.26 – Vista desde uma das entradas.



Figura 2.27 – Vista em Perspectiva.



Figura 2.28 – Elementos que compõem os alçados.



Figura 2.29 – Cabo principal.

Trata-se também de uma ponte de madeira e arame, implantada no estado de Arkansas (E.U.A.). Os cabos principais, realizados por um conjunto de arames, são envolvidos por uma “manga” de protecção. Os pendurais, assim como as guardas de segurança, são muito semelhantes aos existentes na “Ponte de Arame”, conforme se verá adiante. Por outro lado, as ancoragens são efectuadas no terreno, ao nível do pavimento.

Conclui-se haver um grande número de estruturas catalogadas semelhantes à ponte em estudo. Contudo, falta fazer o trabalho de recolha em muitos outros locais do mundo. Destes, realça-se o Nepal, onde a construção de pontes do género se continua a realizar-se, o Brasil, que possui diversas estruturas idênticas e em Portugal. Nesse sentido, esta dissertação dá o seu contributo com a apresentação e divulgação de um levantamento das pontes de arame existentes em Portugal.

## 2.4 PONTES DE ARAME EM PORTUGAL

Neste ponto apresenta-se o levantamento efectuado das estruturas que seguem a tipologia da “Ponte de Arame”: pontes suspensas, com pavimento de madeira pouco rígido e cujo atravessamento gera movimentos oscilatórios, facilmente perceptíveis pelos seus utilizadores. Provavelmente a construção da sua maioria estava ligada à exploração de jazidas de minério, já que a sua localização é, frequentemente, muito próxima daquelas unidades industriais (Oliveira *et al.*, 2002).

Em Portugal não há grande informação relativamente à construção de pontes de arame. Foi efectuado um questionário a todas as Câmaras Municipais Portuguesas via e-mail. Nesse questionário cada município era interpelado no sentido de proceder à averiguação da existência de pontes de arame no seu concelho. Dos 308 Municípios contactados, apenas se obteve resposta de 66. Destes, apenas nos concelhos de Vinhais, Vila Real, Nelas e Ribeira de Pena foi referido existirem, ou terem existido pontes de arame.

Há relatos da existência de uma ponte em Vinhais e outra em Vila Real sobre o rio Corgo, mais precisamente na freguesia de Ermida. A sua função era dar serventia às vinhas que se encontravam na outra margem. Contudo, a construção de uma nova estrutura em

betão armado fez com que fosse abandonada tendo sido mais tarde desmantelada devido à degradação que registava e pelo perigo que representava.<sup>2</sup>

As restantes estruturas de que há conhecimento são descritas, mais pormenorizadamente, nos pontos seguintes.

### 2.4.1 Ponte Pensil

Em 1843, passados 25 anos da construção da primeira ponte de arame de que há registo, iniciou-se em Portugal a construção da chamada Ponte Pênsil, Ponte D.<sup>a</sup> Maria II. Na figura 2.30 pode ver-se uma gravura da época.



Figura 2.30 – Ponte Pênsil, Porto (AMP, 2005).

O projecto e a construção foram da responsabilidade do Eng.º Stanislas Bigot, tendo sido esta a primeira obra definitiva construída na parte portuguesa do rio Douro (PortoXXI.com, 2005).

Passados dois anos do início dos trabalhos foi inaugurada e, finalmente, foi possível fazer a travessia do rio Douro por uma ponte cómoda, que facilitava o tráfego ribeirinho, dando resposta à crescente procura desta travessia. Foram realizados ensaios de carga na ponte. O primeiro foi realizado com 103 pipas de água que totalizavam 106,7 toneladas, o

---

<sup>2</sup> Informação prestada via e-mail a 28/10/2005 por Domingos Ribeiro em representação da C.M. Vila Real.

equivalente a  $118,6 \text{ kg/m}^2$ , logo seguido de outro que consistia no esvaziamento de todas as pipas, simultaneamente. Na terceira prova de carga, uma imensa multidão atravessou a estrutura que, segundo rezam as crónicas, fez a ponte “(...) abanar como varas verdes (...)” (FEUP, 2005). Embora não fosse uma ponte de referência em termos de vão a nível mundial, contava com um tabuleiro suspenso com 150m de comprimento e 6m de largura. Os seus cabos principais eram realizados por 8 cordões, com 220 arames cada, que passavam sobre pilares com 15m de altura realizados em cantaria. Foi demolida no ano de 1887.

#### 2.4.2 Ponte de Arnóia/Rebordelo

Esta estrutura é o objecto principal do presente trabalho. É conhecida entre os habitantes da região por “Ponte de Arame” e foi construída no início do século XX. Tem cerca de 55m de comprimento e 2,5m de largura e pode observar-se nas figuras 2.32 a 2.34.



Figura 2.32 – Vista geral desde Sudeste.



Figura 2.31 – Cabo principal, pendural e guardas de protecção.



Figura 2.33 – Ligação entre as guardas e os barrotes.



Figura 2.34 – Aspecto geral da ponte: vista de alçado.

Efectua a ligação entre as freguesias de Arnóia (concelho de Celorico de Basto) e Rebordelo (concelho de Amarante) sobre o rio Tâmega. Possui dois cabos principais constituídos por arames, cada um constituído por 3 cordões. Adicionalmente a estes elementos existem dois tirantes que aliviam a deformação da ponte bem como os esforços dos cabos principais.

Conta com um total de 104 pendurais que efectuam a ligação dos cabos ao pavimento, mais concretamente aos barrotes dispostos transversalmente ao mesmo. Sobre os barrotes existem um conjunto de tábuas dispostas na longitudinal e elementos e por fim elementos estruturais sem funções estruturais. Estuda-se com maior profundidade a partir do Capítulo 3 da presente dissertação.

### 2.4.3 Ponte de Pedraça

Na freguesia de Pedraça (concelho de Cabeceiras de Basto) existiu em tempos uma ponte que hoje se encontra praticamente destruída, mantendo só os cabos principais, alguns barrotes e pendurais. A figura 2.35 apresenta o estado actual desta estrutura.



Figura 2.35 – Vista geral da Ponte de Pedraça.



Por se encontrar inacessível, apenas foi possível o inteiramento do seu estado geral, não se procedendo a qualquer levantamento dimensional.

#### 2.4.4 Ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega

Construída em 1913 por ideia do padre Albino Afonso, a Ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega era o ponto principal de travessia do Tâmega no local, antes da construção de uma ponte em betão armado nas suas proximidades. Este ex-líbris do município de Ribeira de Pena liga duas das suas freguesias: Salvador e Santo Aleixo de Além Tâmega. A figura 2.36 apresenta uma vista de um dos encontros da ponte.

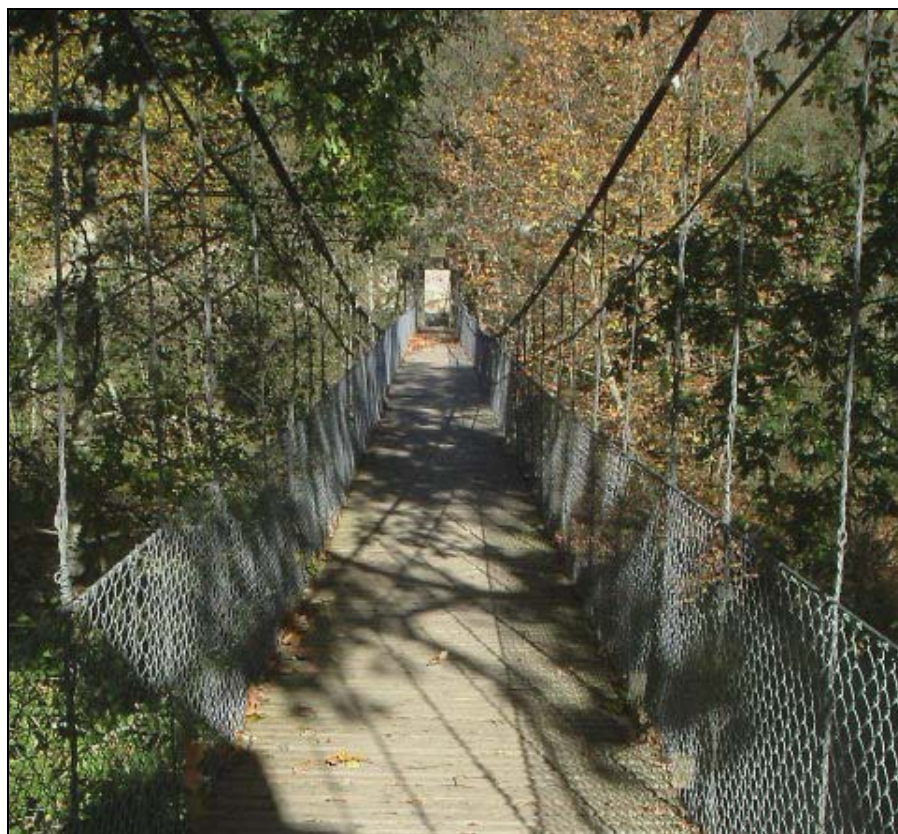


Figura 2.36 – Ponte de Santo Aleixo de Além-Tâmega.

Esta estrutura foi reabilitada várias vezes ao longo da sua existência. Possui 57,4m de vão, 1,5m de largura e 51 pendurais (em cada lado) afastados cerca de 1m. Os cabos principais são realizados com arame e cabos de aço com 7cm de diâmetro. Possui características particulares, algumas delas apresentadas nas figuras seguintes.



Figura 2.38 – Visto de um encontro.



Figura 2.37 – Pormenor dos cabos principais.



Figura 2.39 – Ancoragem dos cabos dos arames.

O pavimento é realizado em madeira, mais concretamente em pinho tratado, colocado há cerca de quatro anos atrás em substituição do pinho normal anteriormente existente. A estrutura do tabuleiro é a que vulgarmente se encontra neste tipo de pontes: barrotes ligados aos pendurais, uma série de tábuas com 20cm de largura por 4cm de espessura e um conjunto de ripas com  $5 \times 3 \text{cm}^2$ .

A sua transposição é cómoda mas desconhece-se se é capaz de resistir às solicitações regulamentares. Distingue-se de outras do mesmo tipo, essencialmente pelos pórticos de cantaria de pedra que funcionam como pilares de sustentação do cabo nas extremidades da ponte (figura 2.38).

Durante a visita à estrutura teve-se conhecimento de um episódio caricato, relatado pelo Sr. Manuel dos Serviços do município local, segundo o qual na década de 60 uma junta de bois caiu ao rio juntamente com o dono.

### 2.4.5 Ponte do Gardunho

A Ponte do Gardunho, patente na figura 2.40, faz a ligação entre as freguesias de Santa Marinha (concelho de Ribeira de Pena) e Dornelas (concelho de Boticas), sobre o rio Beça.



Figura 2.40 – Ponte do Gardunho.

Trata-se de uma ponte de madeira e aço com um vão de 21,7m. O tabuleiro encontra-se suspenso por dois cabos de aço e duas diagonais. Possui 19 pendurais do lado sul e 18 do lado norte, realizados com cabos de aço com comprimento variável entre 1m e 2m.

O pavimento, com 2,3m de largura encontra-se revestido a madeira, mais concretamente com tábuas de pinho tratado com uma largura que varia entre 20cm e 25cm e uma espessura de 3cm. Estes elementos encontram-se dispostos transversalmente à ponte.

Sob as tábuas de pinho tratado existem perfis de aço, dispostos na direcção longitudinal que, por sua vez, assentam noutros perfis, provavelmente iguais aos utilizados

na execução dos carris construídos para exploração das minas de Padroselos<sup>3</sup>, que se encontram ligados aos pendurais.

O aspecto geral da Ponte do Gardunho, bem como pormenores das ligações dos pendurais constam das figuras 2.41 a 2.43.



Figura 2.42 – Aspecto geral.



Figura 2.41 – Ligação entre cabos e pendurais.



Figura 2.43 – Ligação entre perfis e pendurais.

Apesar da estrutura se encontrar transitável, pareceu importante melhorar as guardas de segurança. Seria necessário um estudo mais profundo para se determinar a sua capacidade resistente.

---

<sup>3</sup> Conversa com o Dr. João Gomes, vereador da C.M. de Ribeira de Pena.

### 2.4.6 Ponte de Veral

A Ponte de Veral, situada no Alto do Minheu, efectua a ligação entre as freguesias de Veral, concelho de Boticas, e Monteiros, concelho de Vila Pouca de Aguiar.

Segundo uma inscrição num dos pontos de amarração, terá sido construída em 1936, tendo sido alvo de obras de manutenção em 1981. É isso mesmo que refere um artigo de um jornal local, segundo o qual a inauguração foi feita «(...) com o auxílio de ambas as populações, houve uma grande festa (...)», (Teixeira, 1999).

Encontra-se completamente suspensa sobre o rio Tâmega ou seja, o tabuleiro não apoia nas margens como acontece com quase todas as pontes deste tipo. Apresenta-se na figura 2.44.



Figura 2.44 – Ponte de Veral.

Tem um vão de 28,1m e possui quatro perfis que funcionam como pilares (dois em cada extremidade) com cerca de 2,2m de altura.

As guardas são compostas por um emaranhado de arames (figura 2.47) cuja altura mínima é de 1,3m. Possui 4 cabos principais por alçado, com 11cm de perímetro cada.

O pavimento, em madeira, tem uma largura útil de 1,8m e é constituído por barrotes com 2m de comprimento, sobre os quais assenta um conjunto de tábuas que dá apoio ao revestimento. Estas e outras características podem ser vistas nas figuras 2.45 a 2.48.



Figura 2.47 – Cabos principais, pendurais e guardas de segurança.



Figura 2.45 – Vista desde um dos encontros.



Figura 2.46 – Pormenor das ancoragens.



Figura 2.48 – Marco com a inscrição da (possível) data de construção.

Ainda que na sua transição não se tenha notado desconforto, seria necessário realizar um estudo mais desenvolvido para determinar a sua capacidade resistente.

Infelizmente, durante a elaboração da presente dissertação, em Agosto de 2005, ocorreu um violento incêndio em Monteiros que destruiu todo o pavimento da Ponte de Veral. A este propósito o jornal “Diário de Notícias” refere que «(...) a ponte de arame, que ligava a localidade a Veral ficou completamente carbonizada (...)» (Belém, 2005).

#### 2.4.7 Ponte de Padroselos

A Ponte de Padroselos liga as freguesias de Santo Aleixo de Além Tâmega (Ribeira de Pena) a Gondiaães (Cabeceiras de Basto). A sua construção está relacionada com a exploração das minas de estanho<sup>4</sup>, conhecidas por Minas de Padroselos, entretanto desactivadas. Com o seu encerramento, a ponte deixou de ter utilidade atingindo um avançado estado de degradação, conforme se confirmou pela observação efectuada no local, bem traduzida na figura 2.49.



Figura 2.49 – Ponte de Padroselos.

---

<sup>4</sup> Idem, cit. 3

Apesar do seu estado de degradação actual ainda se podem ver vestígios dos barrotes que sustentavam o pavimento, muito provavelmente também de madeira. Nos cabos e pendurais foi possível identificar sinais de corrosão. Não se pôde efectuar o levantamento geométrico da estrutura.

#### **2.4.8 Ponte da Adaúfa**

A Ponte da Adaúfa, sobre o rio Dão, localiza-se na freguesia de Silgueiros, concelho de Viseu. Conforme o seu próprio nome sugere, encontra-se implantada na Quinta da Adaúfa.

A Quinta da Adaúfa é propriedade do Sr. João Oliveira Duarte que a herdou de um tio padrinho, o Padre Ribeiro. Conta<sup>5</sup> o proprietário, que vive na quinta há cerca de 60 anos, que a ponte além de efectuar a ligação entre a propriedade com terrenos de um e do outro lado do rio servia de passagem a um grande número de pessoas. Recorda, em particular, os peregrinos que atalhavam pelos terrenos da quinta na direcção de dois Santuários das redondezas. A este propósito há relatos das dificuldades provocadas por Invernos mais rigorosos que provocavam cheias no rio Dão. Nestas condições, “(...) as alternativas eram a ponte de arame, a montante na quinta da Adaúfa, de difícil acesso pelos caminhos de cabras a percorrer junto à linha de água, ou a grande volta pela subida à Pedra Cavaleira e passagem por Pardieiros, Sangemil e Lajeosa do Dão, a que correspondia um percurso de cerca de 15 quilómetros pelos concelhos alheios de Carregal do Sal e de Tondela.(...)” (Pires, 2005).

Segundo o Sr. João Duarte a estrutura deve ter perto de uma centena de anos e foi construída por gentes do Minho. O pavimento foi substituído há 50 anos atrás por madeira de eucalipto tratado.

Actualmente, no local, além da beleza natural, apenas se vêem os cabos (rebetados) e pouco mais. Segundo o Sr. Loureiro, residente na povoação local e ex-elemento da Junta de Freguesia, a ponte é muito antiga tendo sido destruída durante umas cheias no ano de 2003. O proprietário da quinta recorda-se que essas cheias foram tão intensas que arrastavam troncos de árvores cujo embate com a ponte terá provocado o seu colapso. Nas figuras 2.50 a 2.53 podem ver-se os poucos vestígios da existência desta estrutura.

---

<sup>5</sup> Conversa a 10/11/2005.





Figura 2.50 – Vista dos quatro cabos de arame e de dois barrote (degradado).



Figura 2.51 – Suporte de cabos junto à ancoragem.



Figura 2.52 – Pilar derrubado.



Figura 2.53 – Maciço de amarração.

Ao que foi possível perceber dos vestígios existentes e da conversa com o proprietário da quinta, o esquema estrutural da ponte deveria ser o típico das pontes de arame, ou seja, uma série de pendurais amarrados aos dois cabos principais, constituídos por cordões de arames, encontravam-se ligados a barrote, sobre os quais apoiava o soalho. Havia ainda dois cabos colocados na parte inferior do pavimento que, supostamente, contribuía para a estabilidade da estrutura.

#### 2.4.9 Ponte de Cabos

A Ponte de Cabos liga duas freguesias do concelho de Vinhais: Ervedosa e Vale das Fontes. A sua construção deve-se à exploração das minas de Ervedosa de onde se extraía, essencialmente, volfrâmio, devendo por isso ter sido construída no início do século XX, durante a 1ª Guerra Mundial, ou no período de tensão que lhe sucedeu. Passa sobre o rio Tuela.

Como conta o Eng.º António Afonso e o Vereador da Câmara Municipal local, Salvador Marques<sup>6</sup>, o autor da sua construção terá sido “O Inglês”, conforme era conhecido na região o responsável pela exploração das referidas minas, na altura uma grande unidade industrial.

Nas figuras seguintes apresentam-se duas estruturas que faziam parte do complexo industrial, na figura 2.54 pode ver-se um carro que servia para efectuar o transporte do minério e que se deslocava sobre dois cabos e na figura 2.55 um conjunto de edifícios que actualmente estão em ruínas.



Figura 2.54 – Carro de transporte do minério suspenso por dois cabos.



Figura 2.55 – Edifício de lavagem do minério.

Numa das suas viagens, a avioneta que transportava o responsável pelas minas despenhou-se nas suas imediações tendo posto fim à vida d’”O Inglês”. Era o princípio do fim das minas de Ervedosa que iniciaram um processo de degradação que a certa altura impediu a população local de transitar na Ponte de Cabos.

A Ponte de Cabos (figura 2.56), tem cerca de 70m de comprimento e 1,3m de largura.

---

<sup>6</sup> Conversa a 10/11/2005.



Figura 2.56 – Aspecto geral da Ponte de Cabos.

Ressalta da observação da figura anterior, a aparente fragilidade do tabuleiro em contraste com a, também aparente, robustez dos pilares. A espécie de portas de entrada, colocadas sobre dois pilares, dá um aspecto único a esta estrutura.

Os três pilares existentes testemunham a existência de uma construção anterior, mais robusta. Foram aproveitados na construção na actual ponte tendo sido construído um quarto pilar em aço já que o anteriormente existente terá sofrido um colapso.

Os elementos estruturais principais são constituídos por quatro cabos de aço (2 por face), com cerca de 9cm de perímetro.

Nas figuras seguintes mostra-se o aspecto geral da ponte (figura 2.57) e um pormenor do sistema de amarração das travessas, em aço, aos cabos principais (figura 2.58).



Figura 2.57 – Vista Geral



Figura 2.58 – Pormenor da ligação dos cabos principais.

Segundo o sistema original, por intermédio de ligadores (figura 2.58) os cabos eram conectados a perfis em U dispostos na direcção transversal do pavimento sobre os quais apoiava directamente o soalho de pinho (na direcção longitudinal).

Devido às condições precárias de segurança e às reivindicações da população local, que possui campos de cultivo nas duas margens do rio, foi necessário proceder a uma reabilitação da estrutura. Foram por isso colocados, há cerca de 6 anos, dois novos cabos principais no alçado Sul que terão sido esticados, sem contudo permitirem a recuperação da inclinação que se nota actualmente no pavimento e que a figura 2.57 pretende ilustrar.

Nas figuras 2.59 pode ver-se a estrutura junto a um encontro e na figura 2.60 o estado de alguns dos cabos que a constituem.



Figura 2.59 – Ancoragem dos cabos no encontro.



Figura 2.60 – Rotura de cabos entretanto substituídos.

O sistema de funcionamento estrutural também foi modificado, com a colocação de três barrotes de Eucalipto 17x8cm<sup>2</sup>, longitudinalmente à ponte, lado a lado, de pilar a pilar. Os perfis em U que sobreviveram ao tempo servem de apoio aos barrotes.

O revestimento do pavimento assenta nos referidos barrotes de madeira. É constituído por tábuas de eucalipto com 15cm de largura, 5cm de espessura e, aproximadamente, 1,5m de comprimento. A ancoragem dos cabos é feita nos encontros, conforme se depreende pela observação da figura 2.60.

Os esquemas das figuras 2.61 e 2.62 tentam traduzir o esquema estrutural actual adoptado.

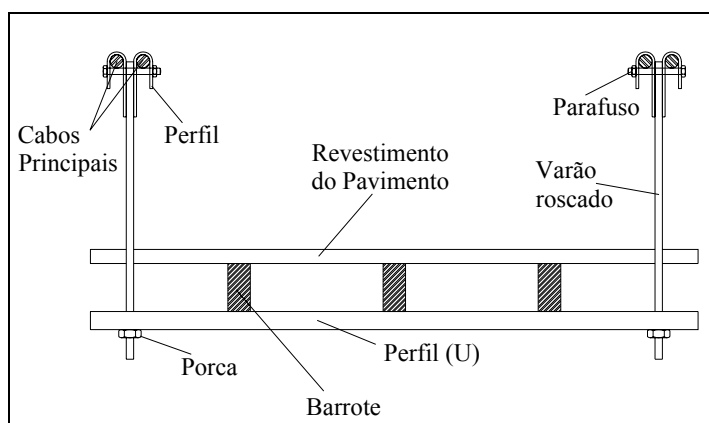


Figura 2.61 – Corte da secção transversal.

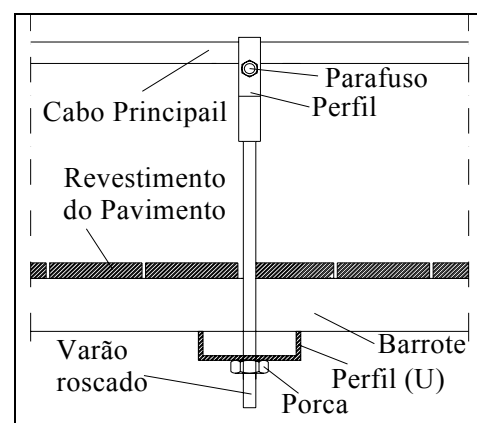


Figura 2.62 – Corte da secção longitudinal.

Actualmente, a estrutura necessita de intervenção de forma a dotá-la das condições de segurança necessárias à sua utilização já que, ao que foi possível apurar, não se encontra interdita.

## 2.5 CONCLUSÃO

Neste capítulo fez-se uma síntese histórica dos materiais que constituem a ponte que é objecto desta dissertação. Fez-se depois referência a diferentes tipos de pontes construídas ao longo dos tempos, com base nos materiais utilizados.

Apresentou-se um estudo particular relativo às pontes suspensas onde, para além de se analisar a sua evolução, se apresentaram alguns dos principais problemas que lhes estão ou estiveram associados.

A partir do ponto 2.3.4, iniciou-se o estudo particular das pontes de arame. Descreveu-se a sua evolução, fazendo referência aos seus principais impulsionadores, e apresentaram-se as estruturas deste tipo mais marcantes no mundo. Apresentou-se um estudo das pontes construídas no séc. XIX, referindo, através dos dados que se possuíam, os países que construíram maior número de pontes de arame, como evoluiu a construção deste tipo de estruturas ao longo do mesmo período, qual o tipo de utilização predominante e, no caso de terem sido destruídas, as causas da destruição.

No ponto 2.4, particularizou-se o estudo às pontes de arame construídas em Portugal com a apresentação de um levantamento efectuado, também ele, objecto deste trabalho. Descreveram-se as estruturas existentes com base em observações no local e em testemunhos de pessoas com responsabilidades nos respectivos municípios.

Finalmente, realça-se a importância da preservação das pontes de arame, pelo património histórico e científico que encerram, encontrando-se intimamente ligadas à história das populações. Infelizmente algumas estruturas encontram-se em ruínas, na maioria dos casos devido à degradação dos materiais, evitável através de acções de manutenção adequadas. Ainda assim, foi com agrado que se constatou existirem entidades preocupadas com a preservação deste património.

No Capítulo 3 inicia-se o estudo da “Ponte de Arame”, cuja reabilitação e reforço fazem parte dos objectivos deste trabalho.

## CAPÍTULO 3

### A “PONTE DE ARAME”: DESCRIÇÃO E DIAGNÓSTICO

#### 3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A “Ponte de Arame” efectua a ligação entre a freguesia de Rebordelo e a freguesia de Arnóia, pertencentes aos concelhos de Amarante e Celorico de Basto, respectivamente. Na figura 3.1 pode-se observar a sua localização no mapa de Portugal.

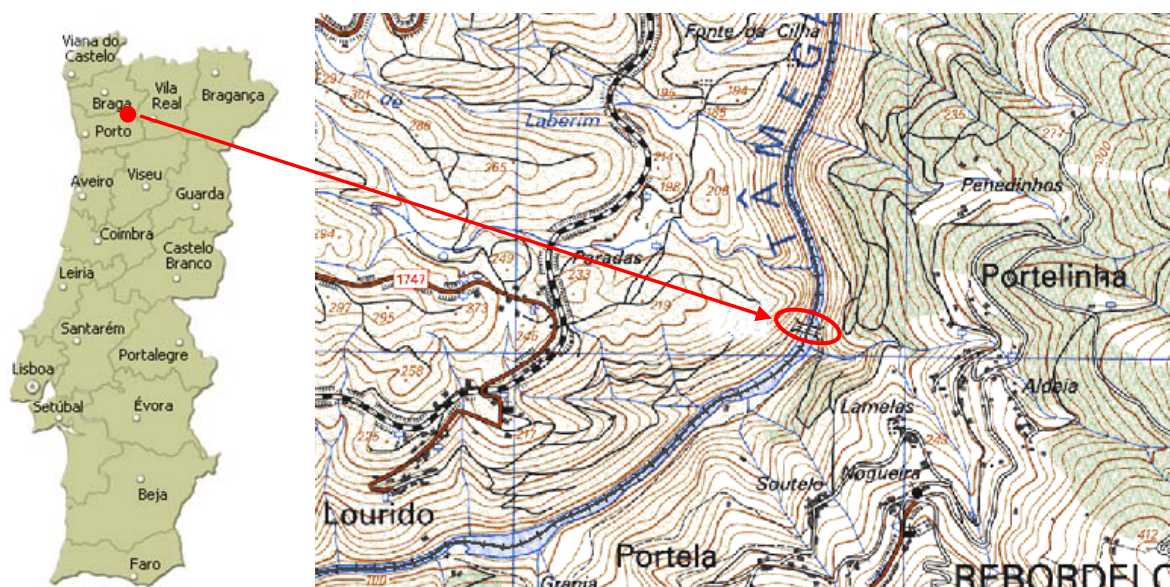


Figura 3.1 – Localização da “Ponte de Arame”.

Esta obra de arte, destinada à utilização pedonal, foi construída há cerca de 80 anos. Possui um tabuleiro com cerca de 55m de vão e 2,5m de largura. É constituída, essencialmente, por dois materiais: madeira e arame. Actualmente, devido ao seu avançado estado de degradação, não é permitido circular sobre ela.

A título ilustrativo, apresenta-se na figura 3.2 um esboço da ponte de arame, elaborado durante uma das inspecções realizadas pelo NCREP-FEUP, do qual consta a caracterização geral da sua geometria.

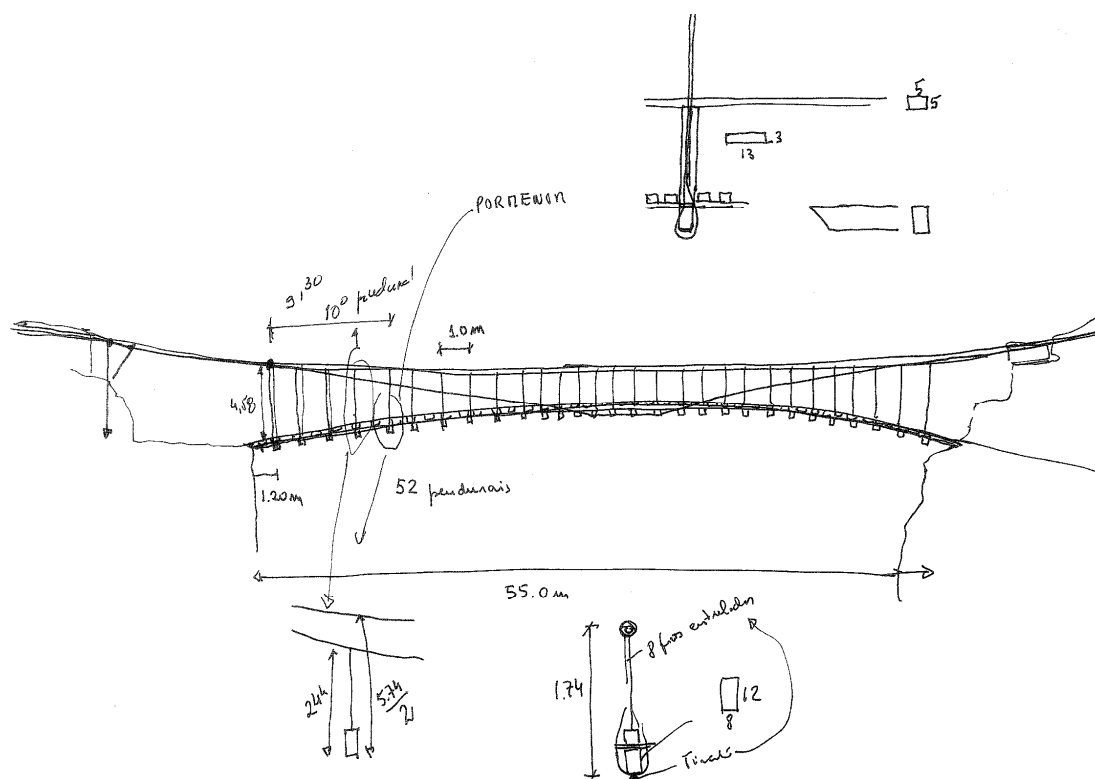


Figura 3.2 – Caracterização dimensional e construtiva da ponte de arame - levantamento no local (Costa et al., 2005-a).

Nas figuras seguintes 3.3 a 3.6 apresentam-se algumas fotografias da “Ponte de Arame” e parte da nomenclatura utilizada ao longo da presente dissertação.





Figura 3.3 – Aspecto geral/enquadramento da ponte (vista de jusante).



Figura 3.4 – Vista desde o encontro Noroeste.



Figura 3.5 – Aspecto geral do pavimento.



Figura 3.6 – Localização dos elementos estruturais metálicos.

A ponte é suspensa por dois cabos principais, cada um constituído por 3 cordões, com aproximadamente as mesmas dimensões, ligados entre si ao longo do seu comprimento. Sabendo o perímetro do cabo principal, 19cm, foi possível estimar o número de arames por ele contido sabendo o diâmetro médio de cada arame (3,2mm). Na figura 3.7 podem ver-se os três cordões em pormenor e na figura 3.8 a aproximação feita tendo por base o perímetro dos cordões.



Figura 3.7 – Cabo principal.

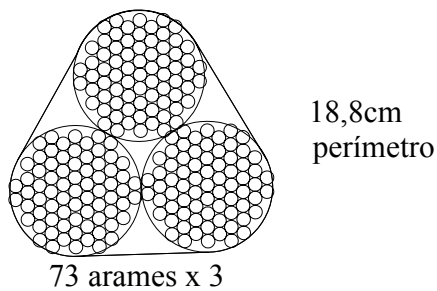


Figura 3.8 – Esquema da disposição dos arames no cabo.

Segundo o raciocínio utilizado, estimou-se que cada cabo conta com 219 arames, sendo por isso a área total do cabo principal de  $1709\text{mm}^2$ .

Na figura 3.9 pode ver-se a ligação de um cabo principal a um pendural, na figura 3.10 a ligação dos cordões que constituem um dos cabos principais e na figura 3.11 um pendural.



Figura 3.9 – Pormenor da ligação cabo/pendural.



Figura 3.10 – Pormenor de um dos cabos principais.



Figura 3.11 – Pormenor de um pendural.

A efectuar a ligação entre os cabos principais e o pavimento existem 104 pendurais (52 em cada alçado), contando cada um com 8 arames que perfazem uma área de  $64,3\text{mm}^2$ , torcidos através de um processo que consiste na rotação de uma barra que se coloca entre os arames, conforme se depreende pela observação da figura 3.11.

Os cabos principais possuem dois tipos de ligação: a ligação com os pendurais (figura 3.9), e a ligação entre cordões (figura 3.10).

Os cordões estão revestidos à superfície por uma substância de cor escura, cuja composição, determinada por Microscopia Electrónica de Varrimento, constitui um elemento protector contra a corrosão.

O pavimento é composto por barrotes posicionados transversalmente ao tabuleiro, com 2,76m de comprimento, 0,08m de largura e 0,14m de altura, que servem de apoio ao travejamento longitudinal, constituído por um conjunto de tábuas com comprimento variável, 0,22m de largura e 0,03m de espessura, que preenchem a totalidade da largura do pavimento. Sobre as tábuas existe o revestimento do pavimento, formado por ripas de madeira colocadas transversalmente à ponte com 2,42m de comprimento, 0,05m de largura e 0,05m de altura. Todos estes elementos são de Eucalipto (Costa *et al.*, 2005-a).

Nas figuras 3.12 e 3.13 vêem-se os vários elementos constituintes do tabuleiro e também a nomenclatura adoptada para os mesmos.



Figura 3.12 – Identificação dos barrotes e das guardas.



Figura 3.13 – Identificação do revestimento das tábuas e das guardas.

Existem dois tirantes, 1 em cada alçado, que visam reforçar e melhorar o comportamento estrutural da ponte. Não se percebeu se a sua colocação foi simultânea ou posterior à construção da ponte. Estes elementos separam-se do cabo principal nos pendurais mais extremos e desenvolvem-se em linha recta até à zona central do tabuleiro. Aí passam sob 4 barrotes aliviando dessa forma os esforços e reduzindo a deformação naquela zona. A ligação do tirante ao cabo principal é semelhante à apresentada na figura 3.10.

As guardas de protecção são também constituídas por elementos de madeira e arame. Em relação aos elementos de madeira, existe um elemento vertical e dois horizontais. O elemento vertical tem 1,10m de altura, 0,13m de largura e 0,03m de espessura. A peça inferior das guardas de segurança possui 0,10m de altura, 0,02m de espessura e comprimento variável. O elemento horizontal superior funciona como corrimão e tem a função de transmitir as cargas à peça vertical. A sua largura é de 0,10m, a altura de 0,05m e o comprimento é também variável. Na figura 3.14 observa-se um pormenor das guardas e na 3.15 um tirante.



Figura 3.14 – Pormenor das guardas de protecção.



Figura 3.15 – Localização dos elementos designados por tirantes.

No quadro 3.1 resumem-se as dimensões dos elementos de madeira existentes.

Quadro 3.1 – Resumo das dimensões dos elementos de madeira existentes.

<b>Elemento</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b>Largura (m)</b>	<b>Espessura (m)</b>
Barrotes	2,74	0,14	0,08
Tábuas	Variável	0,22	0,03
Revestimento de Pavimento	2,42	0,05	0,05
Guardas (Peça Vertical)	1,10	0,13	0,03
Guardas (Peça Horizontal Superior)	Variável	0,05	0,05
Guardas (Peça Horizontal Inferior)	Variável	0,10	0,03

Na figura seguinte apresenta-se um perfil e uma secção transversal, devidamente legendados, para que se consiga compreender a disposição relativa dos diferentes elementos.

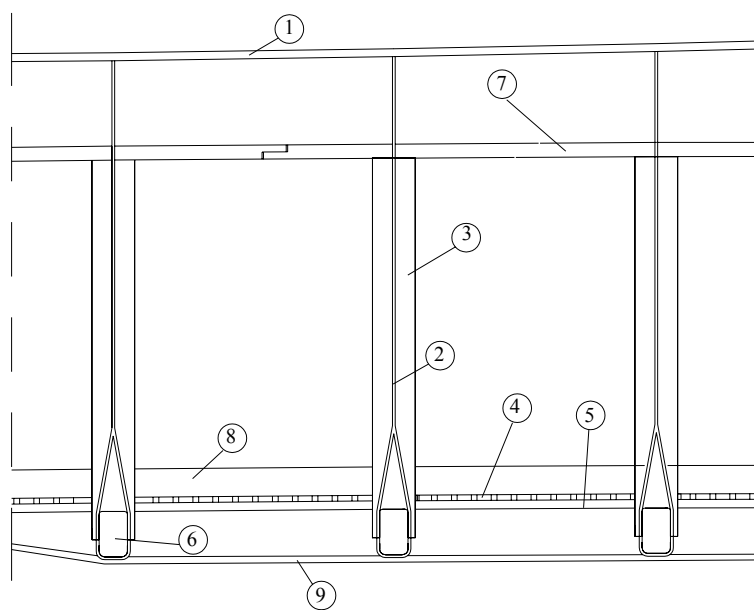


Figura 3.16 – Alçado lateral – Corte na zona central da ponte.

Legenda:

- 1-Cabo principal
- 2-Pendural
- 3-Guarda – Peça vertical
- 4-Revestimento do pavimento
- 5-Tábuas
- 6-Barrotes
- 7-Guarda – Peça superior
- 8-Guarda – Peça inferior
- 9-Tirante

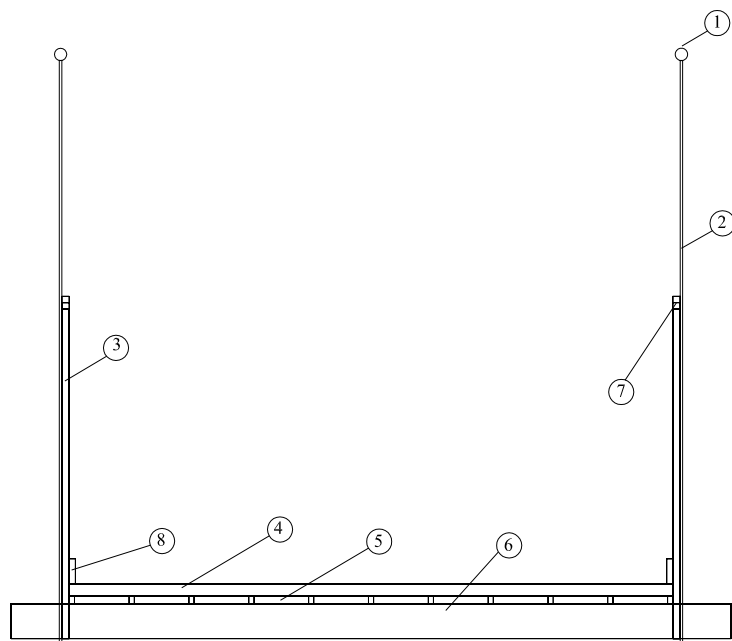


Figura 3.17 – Corte da secção transversal.

Pelo que foi possível verificar (o encontro Noroeste não se encontrava totalmente acessível devido à vegetação aí existente), as amarrações dos cabos são efectuadas na própria rocha.

Os cabos encontram-se, provavelmente, amarrados às rochas em mais que 1 ponto. Desse modo, após uma primeira amarração, que consiste no envolvimento do cabo principal em betão e no seu grampeamento à rocha, o cabo divide-se em pequenos cordões de arames cuja ancoragem se dá num ponto posterior. Assim, cada cabo possui vários pontos de ancoragem.

Nas figuras 3.18 a 3.21 tem-se uma melhor percepção dos sistemas de amarração adoptados.



Figura 3.18 – Pormenor de ancoragem (encontro Sudeste a jusante).



Figura 3.19 – Pormenor de ancoragem (encontro Sudeste a montante).



Figura 3.20 – Pormenor de ancoragem (encontro Noroeste a montante).



Figura 3.21 – Pormenor de ancoragem (encontro Noroeste a jusante).

De modo a caracterizar rigorosamente a estrutura foram efectuados levantamentos de coordenadas, um recorrendo a teodolitos e outro a métodos tradicionais (mangueira de nível).

Através da conjugação dos dois levantamentos efectuados foi possível construir o modelo que servirá de base de cálculo, assunto desenvolvido no Capítulo 5. Foi ainda possível a representação esquemática da estrutura, apresentada nos esquemas das figuras 3.22 e 3.23, onde se identificam os elementos metálicos e os encontros. De acordo com a terminologia adoptada, os pendurais (elementos verticais) representam-se com a letra P, os tirantes (elementos diagonais) com a letra T e os cabos principais com a letra C. Os dois encontros designam-se por E1 (Noroeste) e E2 (Sudeste), (Costa *et al.*, 2005-a).

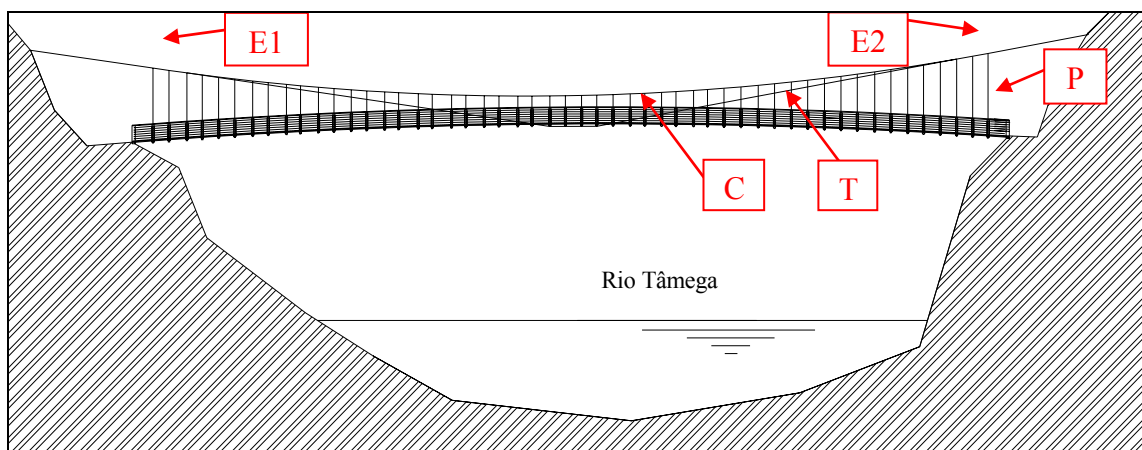


Figura 3.22 – Representação esquemática da ponte (alçado Sudoeste).

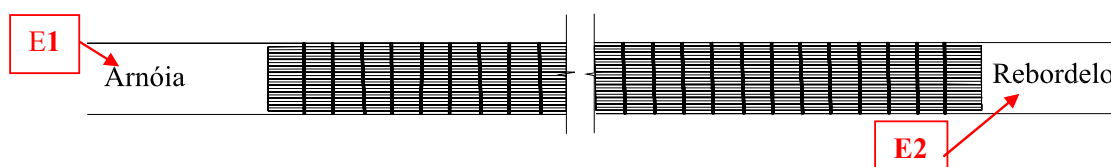


Figura 3.23 – Representação esquemática da ponte (em planta).

No ANEXO A apresentam-se pormenores dos levantamentos efectuados.

De forma a perceber a evolução bem como a importância da “Ponte de Arame”, faz-se, de seguida, uma breve reconstituição da sua história.

### 3.2 SÍNTESE HISTÓRICA

Embora não se disponha de muitos elementos acerca da ponte de arame, foi possível apurar alguns dados. Sabe-se que a construção actual remonta aos anos de 1926/27.



Conforme indica um artigo de imprensa fornecido pela C.M. Celorico de Basto, que se refere à “pitoresca ponte”, esta não é a ponte primitiva. Anteriormente teria existido outra, construída no final do séc. XIX que terá sidoderrubada pelos “Galinhas” de Codeçoso, localidade das redondezas, que assim impediram a passagem “dos de Vila Real”.

Suspeita-se que a construção actual esteja relacionada com a exploração das minas de Vieiros e tenha servido os habitantes de Celorico de Basto nas deslocações para a referida unidade industrial situada próximo da “Ponte de Arame”. O alvará das referidas minas data de 14 Março de 1918, ou seja, 8 anos antes da construção da ponte.

Sabe-se que serviu, em tempos, de passagem das pessoas de Rebordelo para irem à feira e ao mercado a Celorico «(...) comprar gado e namorar as raparigas (...)». Foram assim constituídas inúmeras famílias, por pessoas de ambas as margens do Tâmega. Antes do seu encerramento, a ponte mantinha as funções de intercâmbio descritas anteriormente.

No mesmo artigo pode ler-se que «(...) Apesar do seu ar frágil e balouçar de forma pronunciada, não há registo de nenhum acidente ou queda na ponte. Por ela passaram e passam, pessoas e gado, mercadorias, utensílios de lavoura e faz as delícias dos “motoqueiros” na actualidade. (...)».

Com a desactivação da estação de caminhos-de-ferro em Lourido, estas populações sofreram um grande isolamento podendo a ponte dar um grande contributo para o contrariar, promovendo o contacto entre as pessoas das diferentes localidades.

Segundo o Sr. Manuel de Sousa<sup>7</sup>, habitante do concelho de Amarante e conhecedor da zona de implantação da “Ponte de Arame”, esta terá sido intervencionada há cerca de 30 anos atrás, na década de oitenta, já que a madeira se encontrava gravemente danificada havendo mesmo alguns buracos no pavimento. De acordo com o mesmo testemunho, o esquema estrutural anterior seria ligeiramente diferente: sobre os barrotes apoiariam duas vigas, uma em cada extremidade, que serviam de apoio ao revestimento, semelhante ao actual. De referir que as duas vigas deveriam ser de aço e não de madeira. Conhecedor do local, por si frequentado em dias de pescaria, o Sr. Manuel de Sousa recorda-se da forma das mesmas vigas, em I.

---

<sup>7</sup> Conversa em 18/04/2005

### 3.3 LEVANTAMENTO DAS ANOMALIAS DETECTADAS

De seguida descreve-se o estado de conservação da “Ponte de Arame”. Este diagnóstico baseia-se em inspecções realizadas ao local em, Setembro e Novembro de 2004 e Janeiro de 2005.

Para cada anomalia detectada começa-se por efectuar a sua descrição e localização, delimitando a zona afectada. Depois atribuem-se causas para o seu aparecimento e desenvolvem-se e apresentam-se, de uma forma resumida, algumas soluções gerais de reparação e prevenção. Identificaram-se 4 anomalias (Costa *et al.*, 2005-a):

- Anomalia A – Falta de elementos no pavimento;
- Anomalia B – Degradação dos elementos de madeira;
- Anomalia C – Corrosão de arames;
- Anomalia D – Colonização biológica.

Em relação às ancoragens dos cabos, realizadas na própria rocha, não se observaram indícios de degradação. No entanto, de modo a confirmar o seu estado, seria necessário efectuar ensaios que permitissem a avaliação da sua capacidade resistente.

#### 3.3.1 Anomalia A – Falta de Elementos no Pavimento

##### 3.3.1.1 Descrição e Localização

Verifica-se a ausência de elementos do pavimento que, embora não coloquem a estrutura em risco, podem considerar-se fundamentais do ponto de vista da segurança de pessoas e bens que sobre ela transitem.

Na figura 3.24 identificam-se os locais mais atingidos por esta anomalia sobre o perfil longitudinal da ponte.

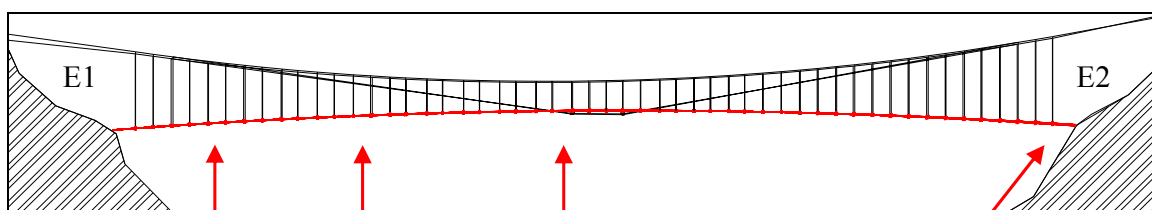


Figura 3.24 – Localização das zonas mais afectadas pela anomalia A.

Conforme se pode constatar pela observação da figura anterior, esta anomalia nota-se de forma intensa na metade Noroeste da ponte embora a situação mais grave se localize junto ao encontro E2.

Por sua vez, as guardas de protecção não se encontram nas melhores condições já que se podem observar troços sem qualquer protecção a este nível na generalidade da estrutura. Quando existem a sua resistência não é, manifestamente, suficiente. A situação mais grave verifica-se, mais uma vez, junto ao encontro E2. Nas figuras 3.25 e 3.26 estão patentes alguns dos casos detectados.



Figura 3.25 – Falta de elementos no pavimento (Vista desde E1).



Figura 3.26 – Estado do encontro E2.

### 3.3.1.2 Causas

A causa principal desta situação é a degradação da madeira resultante da exposição a agentes de ordem diversa, incluindo a acção directa do homem, quer por actos de vandalismo quer por intervenções ou acções pouco cuidadas, associadas a uma manutenção deficitária.

### 3.3.1.3 Prevenção

A manutenção adequada da estrutura é a melhor prevenção para este tipo de situações. Nesse sentido, deverão seguir-se as recomendações de conservação da madeira sendo aconselhável a sua substituição, sempre que tal seja necessário, por outra com características adequadas à classe de risco a que se encontra exposta. Se para tal for

necessária a utilização de produtos preservadores, estes devem ser escolhidos tendo em conta as características de tratabilidade da respectiva espécie.

### 3.3.1.4 Reparação

A reparação desta anomalia passa pela colocação dos elementos em falta. Estes elementos devem ser escolhidos criteriosamente de modo a que, com a reparação, se previna a ocorrência do fenómeno.

## 3.3.2 Anomalia B – Degradação dos Elementos de Madeira

### 3.3.2.1 Descrição e Localização

Verifica-se a degradação generalizada dos elementos de madeira (eucalipto), nomeadamente, o apodrecimento, a coloração diferencial, a existência de galerias e de pequenos furos circulares, a deterioração das ligações e a deformação das peças.

No caso dos barrotes, é junto aos encontros que se encontram mais degradados. Os restantes encontram-se, ao que se pôde constatar, em bom estado de conservação.

Nas figuras 3.27 a 3.29, podem observar-se algumas situações identificadas.

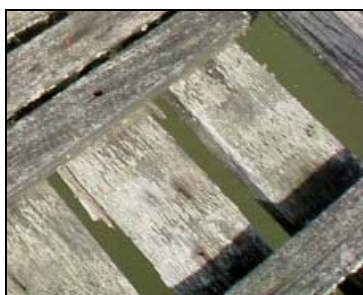


Figura 3.27 – Degradação de tábuas e revestimento do pavimento.

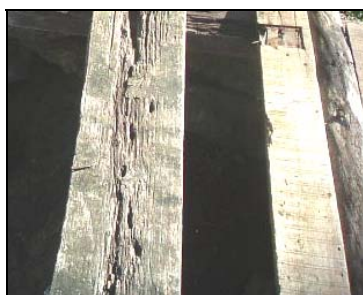


Figura 3.28 – Degradação de tábuas.



Figura 3.29 – Degradação do barrote junto ao encontro E2.

### 3.3.2.2 Causas

As causas atribuídas a estas anomalias prendem-se com a acção de agentes biológicos, nomeadamente de fungos de podridão (branca) e carunchos, e dos agentes atmosféricos, de modo especial a água da chuva e radiação solar.

O apodrecimento da madeira deve-se, especialmente, ao ataque de fungos de podridão. A actuação dos fungos dá-se quando se encontra reunido um conjunto de condições, nomeadamente, uma humidade relativa a rondar os 20% e temperaturas de cerca de 20°C. Aparecem frequentemente em elementos de madeira em contacto directo com o terreno, como é o caso dos barrotes dos encontros. Naturalmente, existem produtos eficazes que fazem com que, mesmo quando se encontram reunidas as referidas condições, a acção destes e outros agentes seja bloqueada.

No presente caso foi identificada a acção de fungos de podridão manifestada por podridão branca ou fibrosa, que se manifesta pelo aspecto fibroso da madeira e por uma coloração esbranquiçada. Atacam preferencialmente a lenhina, embora também consumam celulose. Por possuírem maior quantidade de celulose, as folhosas (família da espécie em questão), encontram-se mais susceptíveis ao ataque destes agentes.

A existência de pequenos orifícios circulares na superfície da madeira é consequência da presença de insectos do ciclo larvar, nomeadamente de carunchos, sendo resultado da sua saída do interior das peças depois de terminada a fase de larva (que pode demorar até 10 anos). Durante esta fase, estes organismos alimentam-se do borne da madeira seca criando galerias, diminuindo a resistência da madeira (Martitegui, 2002).

A coloração diferencial da madeira deve-se à incidência de raios ultravioleta do sol, e a consequente degradação da lenhina. A posterior acção da água da chuva provoca a erosão dos materiais degradados. A água da chuva é ainda responsável pela deformação das peças de madeira já que é absorvida pela madeira sobretudo quando a madeira não possui qualquer agente protector. O gradiente de pressão entre o interior e a capa superficial da madeira provoca um estado de tensão que pode originar fendas ou curvaturas.

### **3.3.2.3 Prevenção**

Deve ser colocada madeira nova, tendo em conta a classe de risco à qual se encontra exposta, e se necessário aplicar-se um tratamento preservador.

Devem ser criadas condições de ventilação nos elementos que se localizam junto aos encontros, nomeadamente os barrotes que se encontram colocados directamente sobre o pavimento, evitando o contacto directo com o terreno.

### **3.3.2.4 Reparação**

A opção de reparação a tomar deve ter em conta factores muito diversos em que intervêm, por exemplo, as tecnologias existentes no mercado, os especialistas existentes capazes de a realizar, ou mesmo o seu valor.

Neste caso, a espécie de madeira (eucalipto) não parece ser a mais adequada devido às suas características de durabilidade naturais. Além disso, a classe de risco a que esta madeira se encontra sujeita é a classe de risco 4 (em 5 possíveis), onde a ocorrência de fungos, carunchos e térmitas é esperada.

Para a reparação da madeira existente seria necessário proceder à avaliação do seu estado fitossanitário e à realização de ensaios laboratoriais às peças com influência no comportamento estrutural, nomeadamente barrotes e tábuas. Tendo em conta os resultados do ensaio determinar-se-ia a necessidade de reforço. Contudo, mesmo sem qualquer avaliação percebe-se que, pelo seu estado de degradação e pelas secções, a maioria da madeira não verificaria as condições mínimas de segurança. Haveria necessidade de raspar e regularizar as zonas podres, o que tornaria as secções, ainda mais, reduzidas. Mesmo adoptando o procedimento de reparação e reforço, dada a classe de risco a que a estrutura se encontra exposta e as características de durabilidade da madeira, seria necessário proceder, muito frequentemente, a tratamentos, o que tornaria cara a manutenção da estrutura.

Posto isto, pensa-se que a melhor solução no caso das madeiras, é a sua substituição. Esta medida, mostrou ser a melhor solução. De facto, o elevado custo de tratamento das madeiras, em contraste com o seu reduzido valor patrimonial, não justificam a sua reparação. Propõe-se então, neste caso, a realização de um novo pavimento, utilizando uma espécie mais adequada às condições do local.

### **3.3.3 Anomalia C – Corrosão dos Arames**

#### **3.3.3.1 Descrição e Localização**

O tratamento de protecção original dos arames encontra-se, em vários pontos, claramente fissurado, e chega mesmo a destacar-se em algumas situações. Nestas condições, como era de esperar, observam-se indícios de corrosão em diversos casos (Costa *et al.*, 2005-b).

Pelo que foi possível apurar em observações microscópicas que se apresentam no Capítulo 4, a corrosão, nas situações mais gravosas, verifica-se numa pequena percentagem da secção dos arames, pelo que não se trata de uma situação alarmante. Contudo, esta anomalia deve ser tratada com especial cuidado já que afecta as características mecânicas da estrutura reduzindo a sua capacidade resistente. Nas figuras 3.30 a 3.33 podem ver-se alguns exemplos da corrosão verificada no local.



Figura 3.30 – Pormenor de um cabo principal.

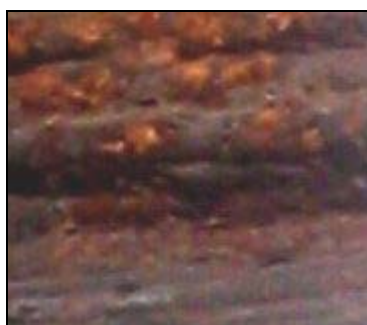


Figura 3.31 – Pormenor de zona de corrosão num cabo principal.



Figura 3.32 – Corrosão nos arames das guardas.

### 3.3.3.2 Causas

O estado de mais baixa energia do ferro corresponde ao estado oxidado. É nesta forma que o minério que lhe dá origem se encontra na natureza. A sua transformação em aço gera o anão ferro. Como qualquer substância química tende a atingir o estado de mais baixa energia, também o ferro tende a voltar à forma oxidada, através da formação da corrosão (Costa *et al.*, 2005-b).

O simples facto de o arame se encontrar exposto ao ambiente é suficiente para que o processo de corrosão se inicie. Com o revestimento de protecção degradado, como se verifica neste caso, o processo de oxidação do ferro fica facilitado.

### 3.3.3.3 Prevenção

A prevenção pode ser conseguida por um tratamento anticorrosivo compatível com as características do arame, com a sua disposição (agrupada em cabos) e com as condições climáticas e ambientais do local onde se encontra a estrutura.

Deve haver compatibilidade entre os diferentes componentes do sistema de pintura. Os produtos utilizados não devem inviabilizar a aplicação de outros produtos de

acabamento que se pretendam aplicar posteriormente e devem, tanto quanto possível, ser amigos do ambiente.

### 3.3.3.4 Reparação

Em situações extremas, deverá proceder-se à substituição dos elementos degradados por outros com as mesmas características. Nas restantes situações, as superfícies devem ser limpas, com o auxílio de uma lixa, de modo a ficarem livres de poeiras, óxidos, gorduras e camadas protectoras.

Quando a superfície dos arames se apresentar convenientemente limpa, deve proceder-se à aplicação de um primário à base de zinco que lhes confira uma protecção anticorrosiva. Este deve ter boa resistência química, abrasiva e dureza.

Posteriormente à aplicação do primário deve ser dado o acabamento que não altere as propriedades físicas, químicas, mecânicas e visuais do material original.

### 3.3.4 Anomalia D – Colonização Biológica

#### 3.3.4.1 Descrição e Localização

Esta anomalia pode ser observada junto aos encontros, tanto nos locais de ancoragem dos cabos (vegetação de médio e grande porte) como no pavimento, junto aos encontros (vegetação de pequeno porte). Pode ter efeitos negativos na estabilidade das ancoragens (Costa *et al.*, 2005-a).

Na figura 3.33 localiza-se, em alçado, a zona mais afectada por colonização biológica.

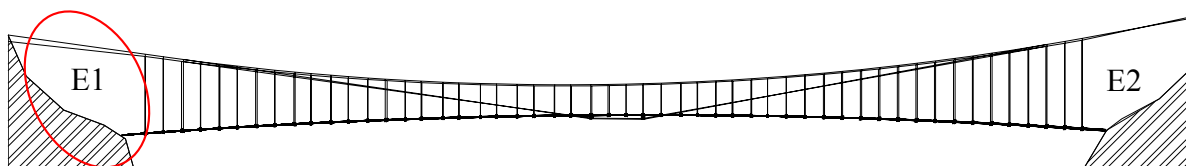


Figura 3.33 – Local especialmente afectado por colonização biológica (E1).



A colonização biológica pode provocar danos severos na estrutura. No caso do encontro E1 há plantas de médio porte que se encontram entre cabos (figura 3.35) e que podem aumentar os níveis de tensão nos cabos para valores demasiado elevados.

A acção dos agentes biológicos pode também ter, neste caso, efeitos negativos na estabilidade das ancoragens uma vez que provoca a degradação do seu material de recobrimento e do material da rocha, essencialmente por acção mecânica, resultado do crescimento de raízes.

Nas figuras 3.34 a 3.36 apresentam-se algumas das situações observadas.



Figura 3.34 – Aspecto do encontro E1.

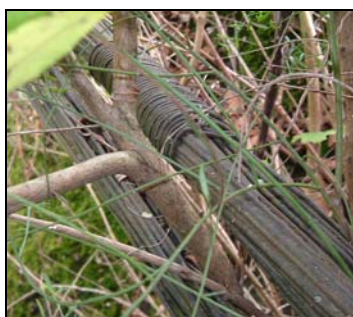


Figura 3.35 – Vegetação entre o cabo principal (encontro E1).



Figura 3.36 – Ancoragem de arames (encontro E1).

### 3.3.4.2 Causas

Pensa-se que a principal causa da intensa colonização biológica que se faz sentir, em especial junto do encontro E1, se deve à falta de manutenção. Este tipo de situações ocorre, nos encontros, quando se verificam níveis de humidade consideráveis, muitas vezes devidos a uma elevada porosidade e permeabilidade da rocha. Aliado a esta situação encontra-se a inexistência de um agente biocida.

Em relação aos musgos observados nas madeiras, a sua causa é também a humidade aliada à degradação da madeira.

### 3.3.4.3 Prevenção

A prevenção destas situações pode ser conseguida através de um bom programa de manutenção, que tenha em conta as características dos materiais. Deve ponderar-se, face ao estado de degradação dos elementos (a constatar posteriormente à limpeza), a aplicação de biocidas.

#### 3.3.4.4 Reparação

Deve proceder-se à limpeza cuidada da vegetação, de modo a não colocar em risco a estabilidade das ancoragens. Se necessário deve efectuar-se uma consolidação superficial à rocha.

### 3.4 CONCLUSÃO

Neste capítulo descreveu-se a “Ponte de Arame”, fez-se uma síntese dos dados históricos a que se teve acesso e analisou-se o seu estado actual, apontando-se as causas das anomalias existentes e as orientações de prevenção e reparação.

De uma forma geral, o estado da ponte é preocupante e, por isso, a decisão de encerrar a todo o tipo de tráfego parece ter sido a mais adequada, já que a segurança de pessoas e bens que por ela passem não pode ser assegurada nas condições actuais.

A anomalia mais preocupante, e que deverá ter sido responsável pelo seu encerramento ao tráfego, é a anomalia A que se registava não apenas em elementos do pavimento como também nas guardas de segurança. A sua origem está associada à degradação natural dos elementos mas também à acção do homem.

Outros elementos de madeira apresentavam-se em condições de conservação extremamente precárias não podendo, manifestamente, desempenhar as funções que se lhe exigiam (Anomalia B).

Relativamente aos arames, foram identificadas situações de corrosão responsáveis pela redução da área útil dos elementos, conforme se constatou em observações ao microscópio (Anomalia C).

A colonização biológica (Anomalia D), observada num dos encontros junto às ancoragens, pode pôr em causa a estabilidade dos mesmos. Uma manutenção adequada será suficiente para precaver o seu aparecimento.

Em síntese, pode-se afirmar que:

- o estado do pavimento inspira grande preocupação pelo que deverá ter uma solução prioritária. Os elementos de madeira, face ao seu avançado estado de degradação, ao seu reduzido valor patrimonial (há testemunhos da substituição do pavimento na década de 80), às características inerentes à espécie utilizada e ao custo dos necessários ensaios laboratoriais para os

reutilizar, devem ser substituídos por novos elementos que garantam um melhor desempenho e ofereçam garantias de longevidade.

- os arames se apresentam de uma forma geral em bom estado de conservação. No entanto deverá ser estudada uma acção de reparação que remova a corrosão, que já se começa a notar, e previna o seu aparecimento a longo prazo.
- a existência de um plano de manutenção adequado poderia evitar a situação de degradação actual.

A concepção da reabilitação deve ser um desafio com vista ao bom desempenho da estrutura não apenas a curto prazo, como muitas vezes acontece, mas a médio/longo prazo. Se assim não for os custos com a manutenção não pararão de crescer.

Como medidas fundamentais a adoptar salientam-se: a) a substituição dos elementos de madeira por de outra espécie, mais adequada às condições de exposição b) o tratamento e eventual reforço dos arames, c) a verificação e consolidação das ancoragens após a limpeza da vegetação observada.



## **CAPÍTULO 4**

### **CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS**

#### **4.1 INTRODUÇÃO**

A caracterização dos materiais de construção da “Ponte de Arame” é um factor preponderante para a avaliação da sua resistência e condiciona a qualidade da reabilitação a efectuar. Neste contexto, foi realizado um conjunto de ensaios laboratoriais de modo a que as características dos cabos e das madeiras fossem conhecidas com maior exactidão. Este processo envolveu a consulta de especialistas e investigação em diferentes domínios da engenharia: Engenharia de Materiais, Engenharia Mecânica, Engenharia Química e, naturalmente, Engenharia Civil.

No Laboratório de Ensaios Tecnológicos do Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP (DEMGI-FEUP), foram realizados ensaios de tracção de provetes recolhidos na Ponte de Arame; no Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da FEUP (DEMM-FEUP), foram efectuadas observações de amostras ao Microscópio Electrónico (ME), complementadas com observações ao Microscópio Electrónico de Varrimento (MEV) no Centro de Materiais da Universidade do Porto (CEMUP). A determinação da massa volúmica das madeiras foi realizada no Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Civil da FEUP (DEC-FEUP).

Neste capítulo descrevem-se os ensaios efectuados aos materiais e analisam-se os seus resultados.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO DO AÇO

### 4.2.1 Ensaio de Tracção

O ensaio de tracção do aço<sup>8</sup>, fornece informações importantes para o dimensionamento e análise de uma estrutura, sendo mesmo defendido que através da sua realização podem ser obtidas as suas propriedades mais importantes (Branco, 1985), como por exemplo, a resistência à tracção, a extensão última, o módulo de elasticidade. Além disso, permite a construção de diagramas de tensão-extensão, através dos quais se tem, rapidamente, uma ideia do comportamento do material em estudo. A ductilidade, propriedade que se reveste de extrema importância numa estrutura já que mede o grau de deformabilidade plástica suportada por um material antes da rotura, também é susceptível de ser medida neste ensaio. É quantificável por dois parâmetros (Callister Jr., 2002):

- i. alongamento percentual que corresponde à percentagem de alongamento plástico,

$$A (\%) = (l_f - l_0) / l_0 \times 100 \quad (4.1)$$

onde:

- $l_0$  corresponde ao comprimento inicial do provete;
- $l_f$  corresponde ao comprimento final do provete.

- ii. redução de área percentual,

$$Z (\%) = (A_0 - A_f) / A_0 \times 100 \quad (4.2)$$

onde:

- $A_0$  corresponde ao valor inicial da área do provete;
- $A_f$  corresponde ao valor final da área do provete.

---

<sup>8</sup> Aço é uma liga ferro-carbonica com 0,03 a 2,06% de carbono (Soares, 1992).

Foram ensaiados 17 provetes provenientes de 8 amostras fornecidas pelo GATBT, identificadas por letras de A a H. De modo a preservar o mais possível a integridade da estrutura todas as amostras foram retiradas de um único pendural.

Os ensaios decorreram durante o mês de Outubro de 2004 no DEMGI-FEUP, tendo sido seguida a norma NP EN 10002-1 – “Materiais Metálicos. Ensaios de tracção”. Foi utilizada uma máquina de ensaios uniaxial (NTS 810); a velocidade de deformação do provete foi controlada por um actuador hidráulico.

A medição do alongamento sofrido pelos provetes foi realizada com o auxílio de um extensómetro com uma zona de leitura de apenas 25mm, o que fez baixar a probabilidade da rotura se dar na sua zona de influência já o comprimento do provete era bem superior a este valor. Este facto fazia prever que as curvas tensão/extensão obtidas não fossem reais a partir da carga máxima, já que a partir dessa altura ocorreriam deformações localizadas importantes, conforme refere Carlos Branco (Branco, 1985). Foi então necessário medir o comprimento de referência final do provete e compará-lo com o valor marcado no início do ensaio no provete (100mm).

As superfícies de rotura foram preservadas intactas de modo a não falsearem os resultados de outros ensaios que se pretendia levar a cabo nos mesmos provetes, nomeadamente de observação de superfícies de fractura ao MEV. O diâmetro dos varões ensaiados não era constante, variando entre 3,1mm e 3,4mm (3,2mm, em média).

No ANEXO B, apresentam-se elementos referentes a este ensaio de onde constam as curvas de tensão-extensão dos provetes ensaiados. No quadro 4.1 apresenta-se um resumo dos resultados obtidos em cada provete sendo o significado das grandezas por ele expressas apresentado de seguida.

- $d$  - Diâmetro;
- $d_u$  - Diâmetro na rotura;
- $L_u$  - Comprimento final da zona de referência;
- $F_{p0.2}$  - Força de proporcionalidade a 0,2%;
- $F_m$  - Força máxima;
- $S_0$  - Secção inicial do provete;
- $S_u$  - Secção do provete na zona de rotura;
- $A$  (%) - Extensão após rotura  $A = (L_u - L_0) / L_0 \times 100$ ;
- $Z$  (%) - Coeficiente de estrição  $Z = (S_0 - S_u) / S_0 \times 100$ ;
- $R_{p0.2}$  - Tensão de proporcionalidade a 0,2%;
- $R_m$  - Tensão máxima;
- $E$  - Módulo de elasticidade.

Quadro 4.1-Síntese dos resultados obtidos no ensaio de tracção.

	<b>d</b> (mm)	<b>d<sub>u</sub></b> (mm)	<b>L<sub>u</sub></b> (mm)	<b>F<sub>p0,2</sub></b> (N)	<b>F<sub>m</sub></b> (N)	<b>S<sub>0</sub></b> (mm <sup>2</sup> )	<b>S<sub>u</sub></b> (mm <sup>2</sup> )	<b>A</b> (%)	<b>Z</b> (%)	<b>R<sub>p0,2</sub></b> (N/mm <sup>2</sup> )	<b>R<sub>m</sub></b> (N/mm <sup>2</sup> )	<b>E</b> (N/mm <sup>2</sup> )
A1	3.1	1.8	105.6	3303	3710	7.55	2.55	5.6	66	438	491.5	143292
A2	3.1	1.9	N.D.	3202	3696.5	7.55	2.84	N.D.	62	424	489.8	168174
B1	3.3	2.1	N.D.	3939.9	4047.4	8.55	3.46	N.D.	60	461	473.2	189868
B2	3.35	1.9	108	3105.1	3627.8	8.81	2.84	8	68	352	411.6	165680
C1	3.4	1.9	N.D.	3713.4	3920.6	9.08	2.84	N.D.	69	409	431.8	196328
C2	3.4	2	N.D.	3023.1	3385.8	9.08	3.14	N.D.	65	333	372.9	181588
D1	3.1	1.9	106.1	3286.1	3688.4	7.55	2.84	6.1	62	435	488.7	138476
D2	3.1	1.9	N.D.	3176.5	3552.5	7.55	2.84	N.D.	62	431	470.7	188014
E1	3.4	2	111.7	31329	3779.9	9.08	3.14	11.7	65	345.1	416.3	144531
E2	3.4	2	112.6	3346.7	3927.5	9.08	3.14	12.6	65	368.6	432.6	228690
F1	3.3	2	103.2	3411	3823.9	8.55	3.14	3.2	63	398.8	447.1	142968
F2	3.25	1.9	N.D.	3456.8	3824.9	8.55	3.14	3.2	63	417	461.1	176270
G1	3.4	2	107.2	4016.9	4492.8	9.08	3.14	7.2	65	442	494.8	158014
G2	3.4	2.1	N.D.	3728.2	4240.6	9.08	3.46	7.2	62	411	467.1	182883
H1	3.3	2.05	N.D.	4091	4098	8.55	3.3	N.D.	61	478.31	479.16	156540.8
H2	3.35	2	106.3	0	3694	8.81	3.14	6.3	64	0	419.2	191021.7
H3	3.3	1.9	109.1	3301.2	3728.6	8.55	2.84	9.1	67	386	436.1	158054.5

Pela observação do quadro anterior conclui-se que os resultados obtidos são muito díspares, situação reflectida nos elevados desvios padrão obtidos para as grandezas mecânicas determinadas. Esta situação pode ser consequência:

- da idade do material - na altura do seu fabrico (supostamente 1927) não havia o controlo de qualidade dos dias de hoje;
- das diferentes condições de exposição e estado de tensão a que cada amostra se encontrava sujeita.

A tensão de proporcionalidade a 0,2% foi calculada em todos os provetes com excepção de H2 já que, neste caso, o alongamento obtido não foi suficiente para a sua determinação. O maior valor foi atingido pelo provete H1 (478,3MPa) e o menor (333,0MPa) por C2. O valor médio de resistência à tracção foi de 390,1MPa (valor médio da tensão de proporcionalidade média de cada amostra). No entanto, o elevado desvio padrão registado (49,7MPa) fez com que a resistência característica do material baixasse para 308,6MPa. Este valor corresponde ao quantilho de 5% da curva de distribuição de Gauss obtido pela equação 4.3:



$$X_k = X_m - 1,64 \times S_n \quad (4.3)$$

onde:

- $X_m$  representa o valor médio;
- $S_n$  representa o desvio padrão.

Os provetes G1 e C2 atingiram o maior e o menor valor de tensão última: 494,8KPa e 372,9KPa, respectivamente.

O módulo de elasticidade ou módulo de Young, variou entre 228,7GPa (proвете E2) e 138,5GPa (proвете D1), tendo sido adoptado, para efeitos de cálculo, o valor médio: 171,2GPa.

A maior extensão após rotura obtida foi de 12,6mm (proвете E2) e a menor foi de 3,2mm (proвете F1).

Dos gráficos obtidos (ANEXO B) salienta-se que apenas o correspondente ao provete A1 apresenta uma curva de tensão-deformação na zona de rotura pelo que se conclui ter sido este o único provete onde a rotura se deu dentro da zona de acção do extensómetro. Pelo contrário, nos provetes E1 e E2, é claro que a rotura não se terá dado na zona de acção do extensómetro (Costa *et. al.*, 2005).

Ainda assim, pode dizer-se que se está perante um aço dúctil, devido ao elevado coeficiente de estrição, o tipo de rotura observado (taça-cone) e as curvas de tensão extensão obtidas.

#### 4.2.2 Observações ao ME

A microscopia electrónica teve o seu início na década de 1950. Esta técnica permite: a observação da morfologia de micro áreas, a análise elementar, a análise estrutural, a análise de partículas e a medição de propriedades físicas (Seabra, 1985).

A estrutura cristalina de um material pode ser relacionada com as suas propriedades. Sabe-se, por exemplo, que um material com granulação mais fina (possuindo um grão pequeno) é mais duro e resistente que um material que possui granulação grosseira. Isto explica-se pelo facto de um grão maior ter menos superfície específica, o que facilita o movimento das discordâncias.

Os aços são ligas ferro-carbônicas que podem conter outros elementos. As ligas ferrosas, grupo a que pertence o material em análise, têm no ferro o seu principal constituinte. Assumem grande importância para a engenharia devido à sua abundância na crosta terrestre, à economia da sua produção e à sua versatilidade que lhe permite dar resposta a diferentes solicitações. A principal desvantagem de muitas ligas ferrosas é a corrosão a que, muitas vezes, são susceptíveis. Os *aços comuns ao carbono*, utilizados na produção de arames, são compostos por ferrite e perlite, o que faz com que possuam uma fraca resistência mecânica. No entanto além do seu baixo custo, têm uma ductilidade e tenacidade excepcionais (Callister Jr., 2002).

Com as observações efectuadas pretendeu-se verificar o nível de corrosão que afecta o material, identificar o tipo de protecção que possuem e caracterizar a sua estrutura cristalina. Foram previamente seleccionadas as 6 amostras consideradas mais representativas do material recolhido, identificadas com as letras A a F. Houve o cuidado de colocar superfícies observáveis nas duas direcções principais do arame (longitudinal, e transversal). Com excepção da amostra E que contava apenas com uma secção longitudinal e uma transversal, foram preparados dois provetes com a secção longitudinal e um com a secção transversal, para cada amostra.

No ANEXO C apresentam-se fotografias da estrutura cristalina das diferentes secções observadas ao ME, bem como uma breve descrição do procedimento adoptado na preparação dos provetes. A título de exemplo podem observar-se 4 secções que reflectem a variabilidade encontrada nas figuras seguintes.

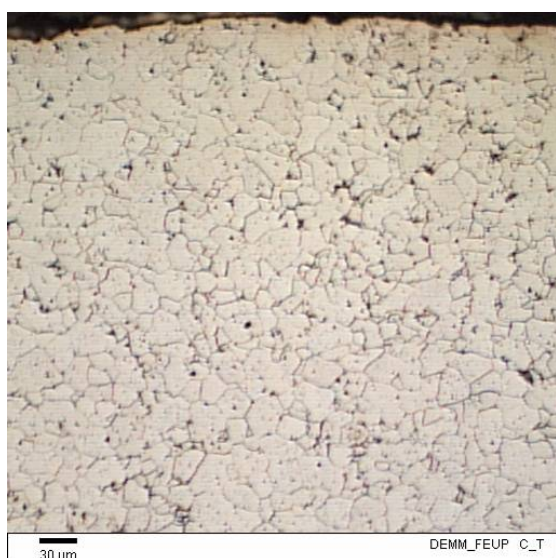


Figura 4.1 – Secção transversal tipo.

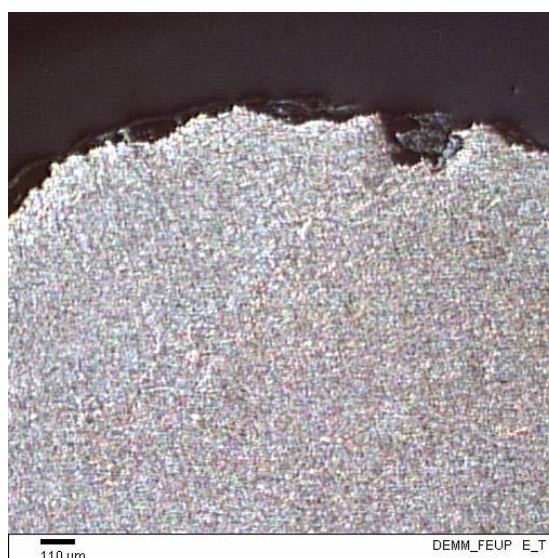


Figura 4.2 – Secção transversal corroída.

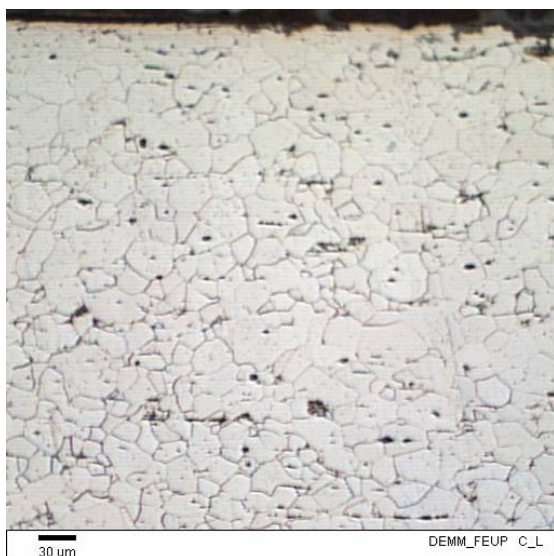


Figura 4.3 – Secção longitudinal tipo.

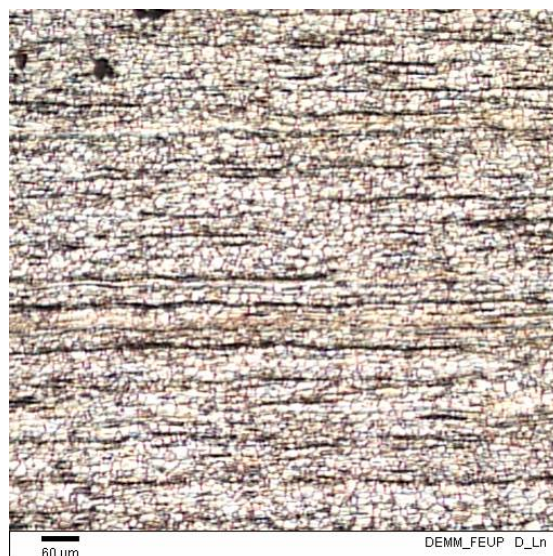


Figura 4.4 – Secção longitudinal com inclusões.

Em todas as amostras foi registada a presença de inclusões, nuns casos em maior percentagem que noutros. Estas substâncias apresentavam uma composição química aproximadamente comum da qual constavam óxidos, silicatos, sulfuretos e outras espécies químicas. Nas observações efectuadas apresentavam-se alongadas na secção longitudinal (figura 4.4) e sob a forma de pequenos pontos na secção transversal (figuras 4.1 a 4.3). A estrutura cristalina das amostras é idêntica tanto na secção longitudinal como na transversal, não se notando qualquer alongamento dos grãos.

O aço observado apresentava uma matriz ferrítica, característica em aços de elevada ductilidade e tenacidade mas com resistências mecânicas baixas. A forma dos grãos e alinhamento de inclusões, indica que se trata de um aço macio laminado a quente, traccionado na direcção longitudinal (Costa *et. al.*, 2005-b).

Quanto aos fenómenos de corrosão o provete E era o mais afectado, apresentando reduções importantes da secção. Em relação à quantidade e qualidade das camadas de revestimento, nada se pôde concluir utilizando esta técnica. As observações efectuadas ao MEV deverão complementar a informação retirada das observações ao ME.

### 4.2.3 Observações ao MEV

Depois da observação efectuada ao ME no DEMM-FEUP, procedeu-se à detecção dos componentes químicos presentes nos provetes através de uma análise semi-quantitativa, no MEV existente no CEMUP.

O MEV utiliza feixes de electrões que “varrem” a superfície de uma amostra e cuja reflexão produz uma imagem. Com a sua utilização é possível analisar as características de uma superfície e/ou estrutura cristalina a grandes ampliações (Callister Jr., 2002).

Na figura 4.5 pode ver-se o aspecto do MEV utilizado nas observações.



Figura 4.5 – Microscópio electrónico de varrimento (CEMUP).

Como já se tinham feito intensas observações ao ME em várias amostras, optou-se por se centrar este trabalho noutras situações que não puderam ser aferidas conforme se pretendia. Assim, determinou-se a composição química semi-quantitativa do material principal das amostras, do revestimento de protecção e da camada que se supunha ser corrosão. Além disso, para caracterizar propriedades mecânicas do material observaram-se superfícies de rotura.

Recorreu-se a dois modos de análise:

- SE- Electrões Secundários;
- BE- Electrões retro-difundidos.

A técnica de observação por SE permite visualizar a cor natural e o relevo da amostra. Pelo contrário a técnica BE permite relacionar os diferentes números atómicos com as cores apresentadas (cor mais escura implica menor número atómico). Estas diferenças serão bem perceptíveis nas imagens que se apresentam mais à frente.

Foram observadas secções (longitudinais e transversais) e superfícies (intactas e dobradas). A observação das superfícies dobradas serviu para ajudar a compreender a estrutura dos revestimentos aplicados no material. Utilizaram-se três amostras diferentes: D, E e L. A primeira serviu para visualizar a superfície de um provete dobrado e outro

intacto já que não possuía características especiais, pensando-se por isso que poderia representar o material no estado normal de conservação. A amostra E permitiu observar secções transversais e longitudinais e a amostra L permitiu a preparação de três provetes: um com a superfície de fractura (resultante do ensaio de tracção) e dois nas condições dos provetes da amostra D.

#### 4.2.3.1 Resultados obtidos

Neste ponto apresentam-se os resultados das observações efectuadas em cada provete.

##### Provete E

Em observações à vista desarmada constatou-se que, de todas as amostras disponíveis a E era a que se encontrava mais degradada por acção da corrosão. Observou-se o provete E com a finalidade de determinar a percentagem e o tipo de corrosão que o afecta. As figuras 4.6 e 4.7 dão uma ideia da corrosão observada neste provete e a figura 4.8 a estrutura cristalina do material.

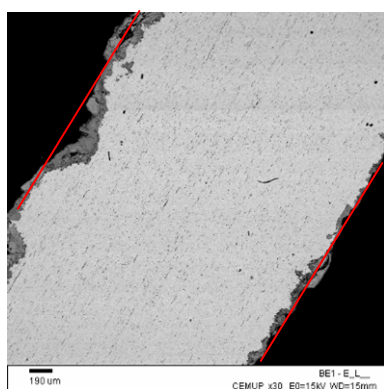


Figura 4.6 – Secção longitudinal do provete E (30x).

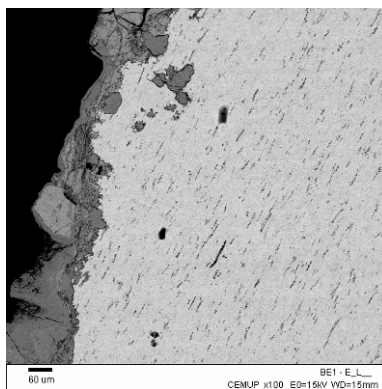


Figura 4.7 – Secção longitudinal do provete E (100x).

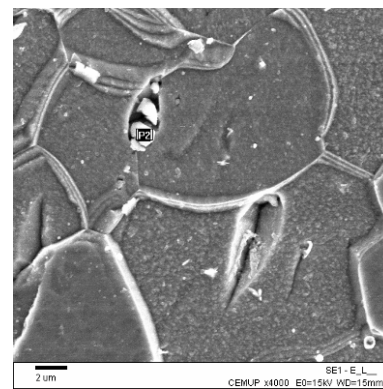


Figura 4.8 – Secção longitudinal do provete E (4000x).

Nas figuras 4.9 e 4.10 pode ver-se a secção transversal da amostra onde também são visíveis fenómenos de corrosão.

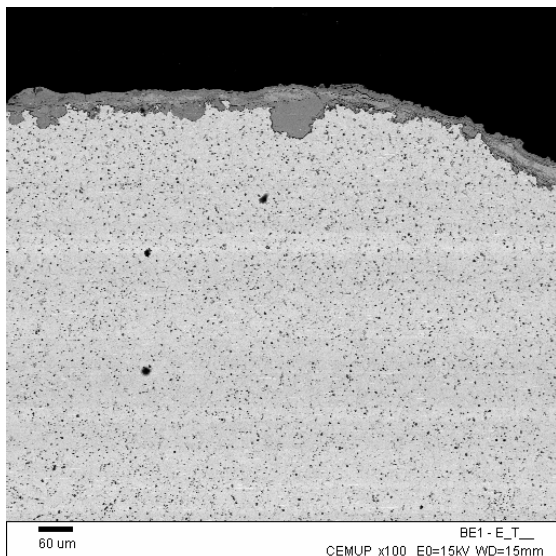


Figura 4.9 – Secção transversal do provete E (100x).

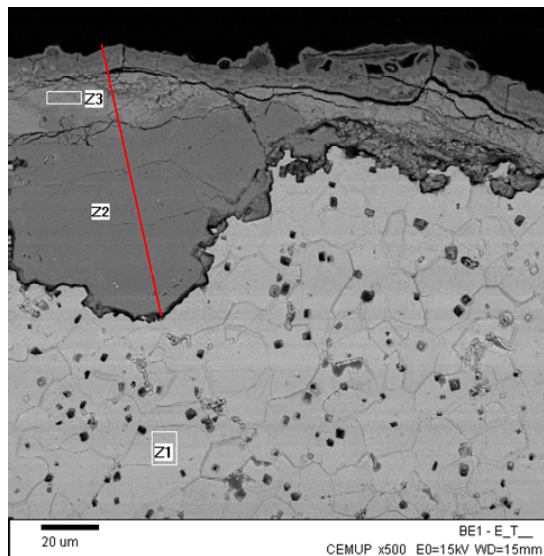


Figura 4.10 – Secção transversal do provete E (500x).

A maior secção corroída observada na campanha de análises efectuada foi 36% (Costa *et al.*, 2005-b).

Conforme se referiu, outra potencialidade do MEV é a determinação semi-quantitativa dos elementos químicos através da análise de micro-zonas identificadas, pelo operador do MEV, pela letra Z seguida de um algarismo. Pela observação das figuras anteriores pode perceber-se a identificação das micro-zonas Z1, Z2 e Z3. Cada micro-zona estudada serviu para caracterizar diferentes partes do provete:

- Z1 – zona mais periférica;
- Z2 – zona intermédia;
- Z3 – zona interior.

Os espectros correspondentes apresentam-se nas figuras 4.11 a 4.13.

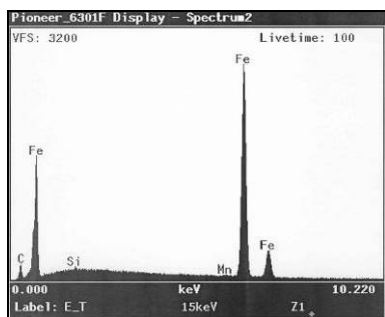


Figura 4.11 – Espectro de Z1.

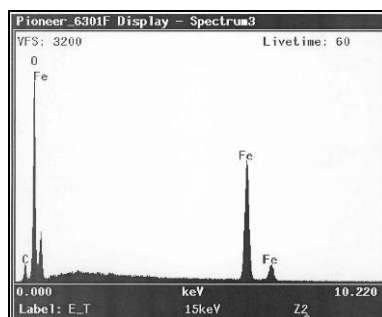


Figura 4.12 – Espectro de Z2.

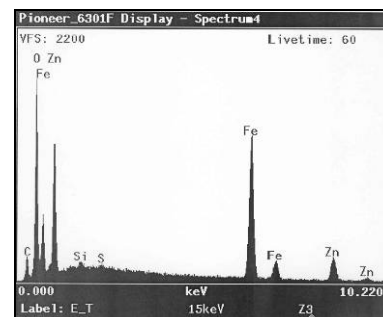


Figura 4.13 – Espectro de Z3.

Na micro-zona Z1, para além da presença predominante do ferro, foram identificados: carbono, silício e manganês. Por outro lado, em Z2, foi identificado oxigénio, que se pensa dever estar combinado com o ferro dando origem a óxidos de ferro, conforme acontece frequentemente quando há corrosão (figura 4.12). Finalmente, na micro-zona Z3, além dos elementos identificados em Z2, detectou-se a presença de zinco, pelo que se suspeita que estes elementos constituam o revestimento do material. As observações efectuadas posteriormente visaram confirmar estas suspeitas (figura 4.13).

### Provete D2 (intacto)

A amostra D2 foi observada intacta e dobrada. O provete D2 intacto, aparentemente em bom estado de conservação, possuía o revestimento extremamente fissurado quando observado ao MEV, conforme se pode observar na figura 4.14. Na figura 4.15, localiza-se a zona identificada por Z8.

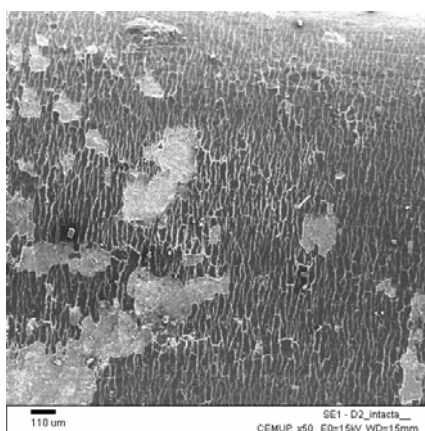


Figura 4.14 – D2 intacto. Relevo e cor natural do provete (50x).

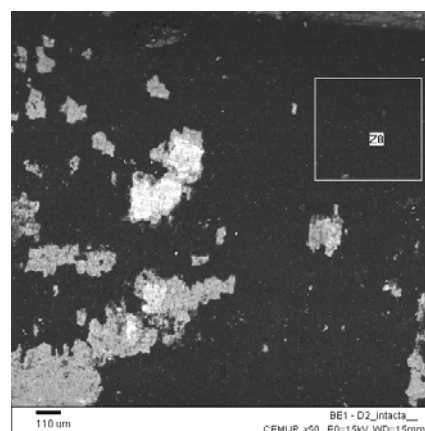


Figura 4.15 – D2 intacto. Análise por electrões retro-difundidos (50x).

Fez-se uma análise espectral da zona Z8 com o objectivo de determinar a constituição química do revestimento, obtendo-se o espectro que se apresenta na figura 4.16.

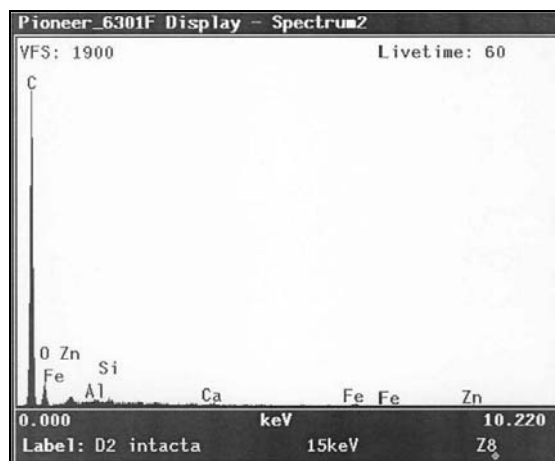


Figura 4.16- Espectro da zona Z8.

Verificou-se a existência de um pico de carbono que se distinguia claramente dos restantes, pelo que se pensou que este elemento químico predominava no revestimento. Foram ainda detectados Oxigénio, Ferro, Zinco, Alumínio, Silício e Cálcio.

#### **Provete D2 (dobrado)**

O provete D2 dobrado foi útil para determinar a espessura dos revestimentos e a respectiva resistência mecânica. Nas figuras 4.17 a 4.19 apresentam-se superfícies do provete D2 dobrado observadas no MEV.



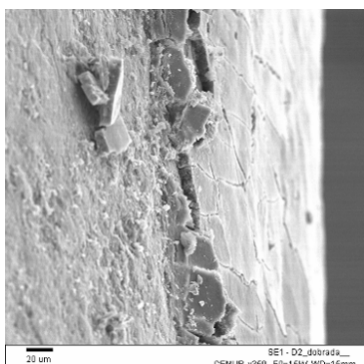


Figura 4.17 – Destacamento do revestimento (350x).

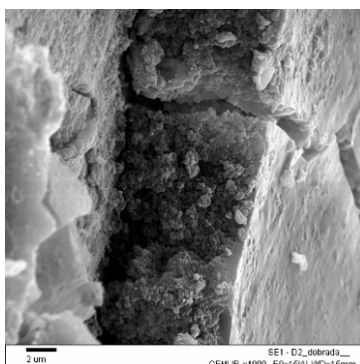


Figura 4.18 – Fissuras no revestimento (4000x).

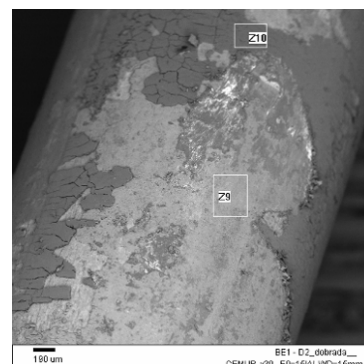


Figura 4.19 – Identificação das zonas Z9 e Z10 (30x).

Este provete apresentava superfícies com duas colorações principais: uma mais clara e outra mais escura, muito semelhante à do revestimento observado no provete D2 intacto. Analisou-se uma zona de cada superfície. Os espectros correspondentes apresentam-se nas figuras 4.20 e 4.21.

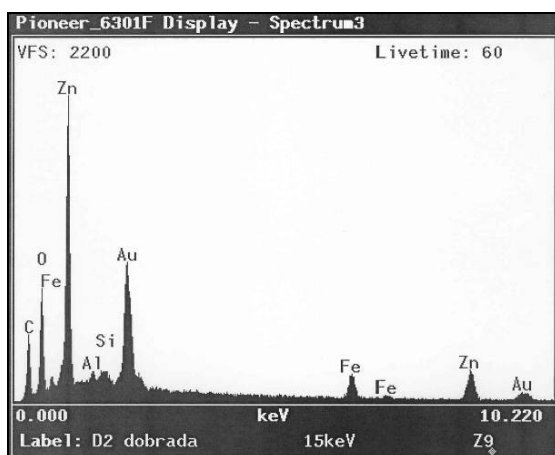


Figura 4.20 – Espectro da zona Z9.

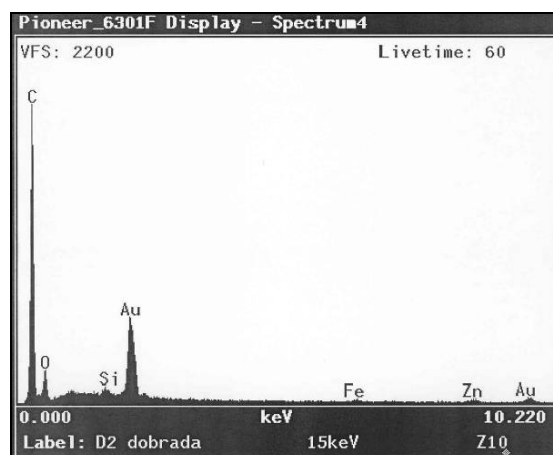


Figura 4.21 – Espectro da zona Z10.

A zona mais escura (Z10) correspondia à superfície que tinha sido analisada no provete D2 intacto (zona Z8), enquanto na mais clara predominava o zinco. Esta análise permitiu suspeitar da existência de dois revestimentos distintos.

**Provete L2 (intacto)**

O provete L2 intacto permitiu dissipar as suspeitas geradas na observação de D2 dobrado quanto ao número de revestimentos da amostra. O aspecto da superfície e a identificação das micro-zonas apresenta-se nas figuras 4.22 e 4.23.

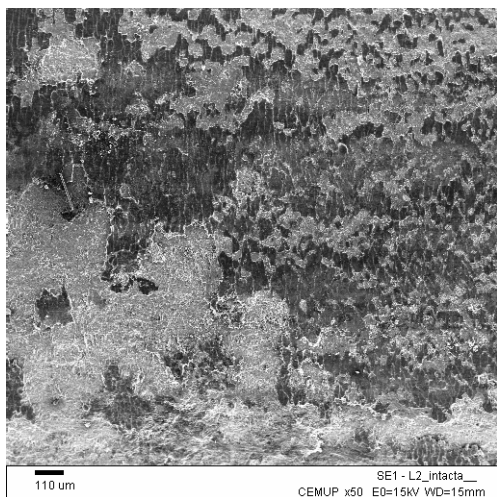


Figura 4.22 – Superfície de L2 intacto (50x).

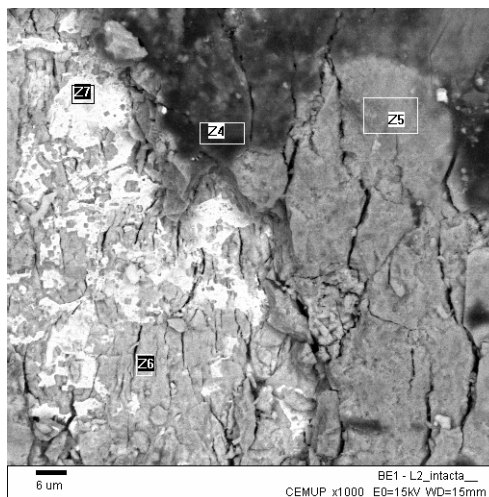


Figura 4.23 – Zonas Z4 a Z7 (1000x).

Neste provete eram visíveis superfícies aparentemente distintas, tendo em conta a variabilidade de cores que apresentava. Foram por isso analisadas quatro zonas consideradas representativas, da mais escura (Z4) à mais clara (Z7), cujos espectros se apresentam nas figuras 4.24 a 4.27.

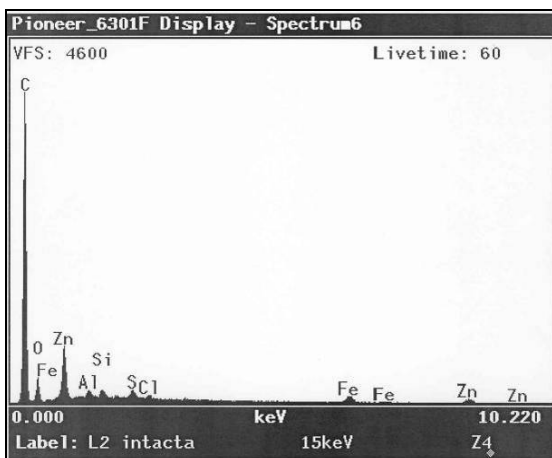


Figura 4.24 – Espectro da zona Z4.

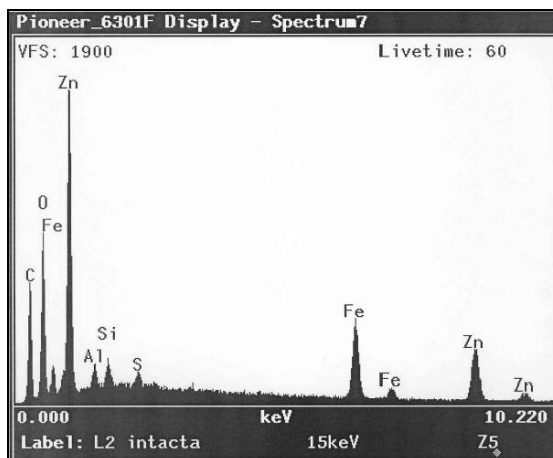


Figura 4.25 – Espectro da zona Z5.

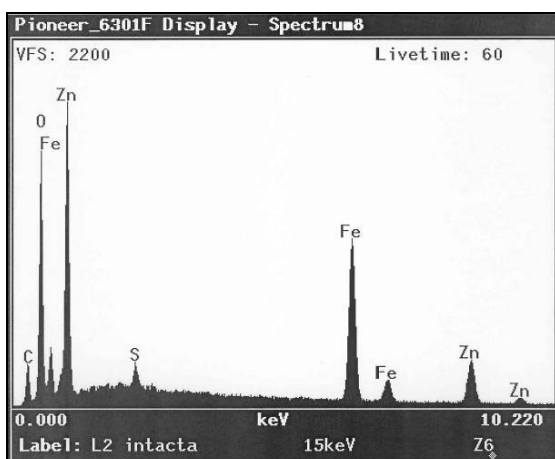


Figura 4.26 – Espectro da zona Z6.

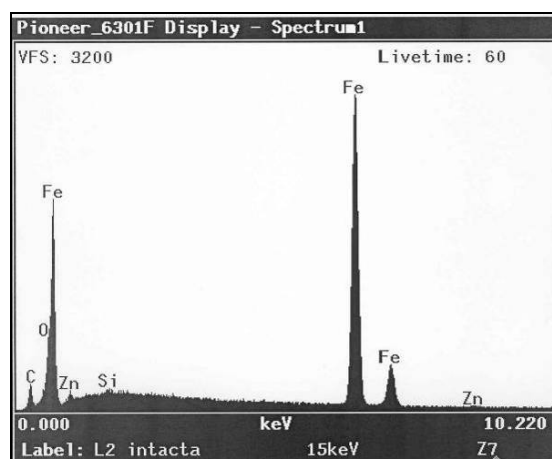


Figura 4.27 – Espectro da zona Z7.

Na camada mais escura (Z4) obteve-se como elemento dominante o carbono (como aconteceu em Z8 e Z10), nas zonas Z5 e Z6 o zinco (o que leva a crer tratar-se do mesmo material encontrado em Z9) e na zona Z7 o ferro. Refira-se a presença constante de oxigénio e, no caso de Z4, de cloro.

### PROVETE L2 (DOBRADO)

O provete L2 dobrado foi observado pelas mesmas razões de D2 dobrado: determinar a espessura dos revestimentos e avaliar a respectiva resistência mecânica. Nas figuras 4.28 e 4.29 pode ver-se o aspecto de L2 dobrado.

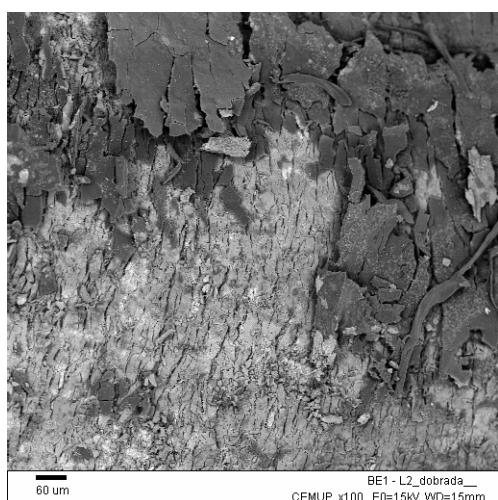


Figura 4.28 – Destacamento do revestimento (100x).

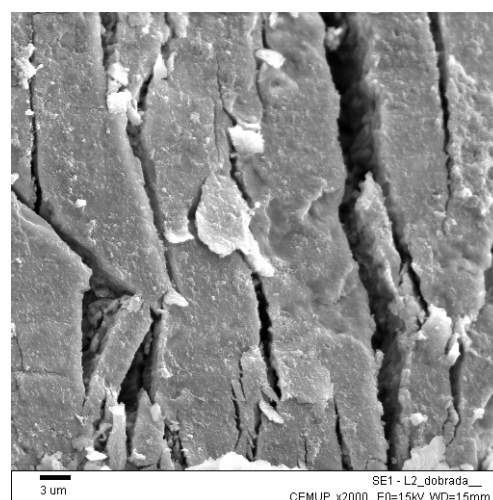


Figura 4.29 – Fissuras do revestimento (2000x).

As análises deste provete não deram grandes indicações relativas à sua composição química do provete. Ainda assim, foi possível perceber a existência de 3 superfícies aparentemente diferentes, conforme se concluiu pela observação da mesma amostra intacta, e a presença de estanho.

Pela observação da figura 4.29 é possível constatar uma forte fissuração do revestimento do provete, agravada pela dobragem a que o mesmo foi submetido.

### PROVETE L2 (FRACTURADO)

Um material a ser utilizado em obras de construção civil deve ser dúctil de forma a ter capacidade de se deformar antes de atingir a rotura. Segundo diversos autores, é possível determinar se um material é dúctil ou frágil observando as características da superfície fracturada. Esta observação permitiu comprovar a ductilidade do material.

As figuras 4.30 e 4.31 ilustram superfícies de fractura frágil e dúctil, respectivamente.

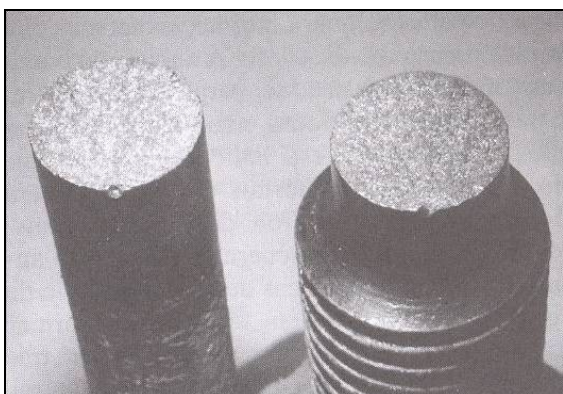


Figura 4.30 – Superfície de fractura de um material frágil (Callister Jr., 2002).

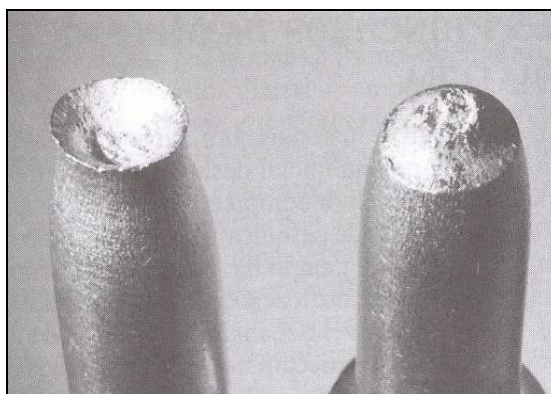


Figura 4.31 – Superfície de fractura de um material dúctil (Callister Jr., 2002).

Na figura 4.30 pode ver-se uma superfície de fractura frágil. Esta distingue-se por ser plana e, praticamente, não alongar. A propagação da fissura que lhe dá origem é muito rápida. Na figura 4.31 pode ver-se uma superfície de fractura dúctil, que se caracteriza pela substancial deformação (estricção e alongamento) antes da rotura. Este tipo de fractura é muitas vezes designado de taça-cone.

Uma superfície de fractura dúctil, quando observada ao MEV possui inúmeras micro-cavidades esféricas (Callister Jr., 2002).

No provete L2 fracturado foram identificadas duas áreas na superfície de fractura: lateral e central. Na figura 4.32 pode observar-se o aspecto da fractura de L2. Na figura 4.33 identificam-se as zonas lateral e central.

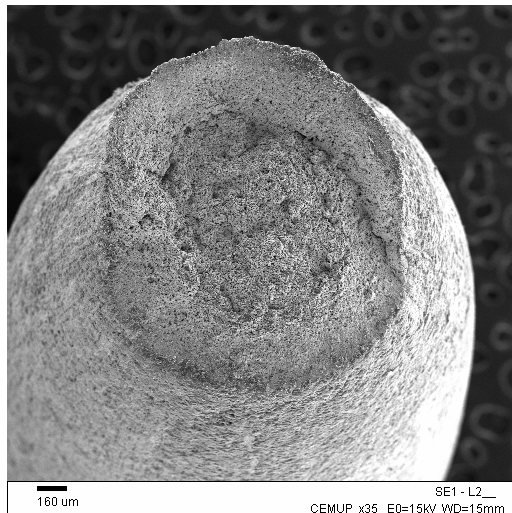


Figura 4.32 – Aspecto da superfície de fractura do provete L2 (fracturado) (35X).

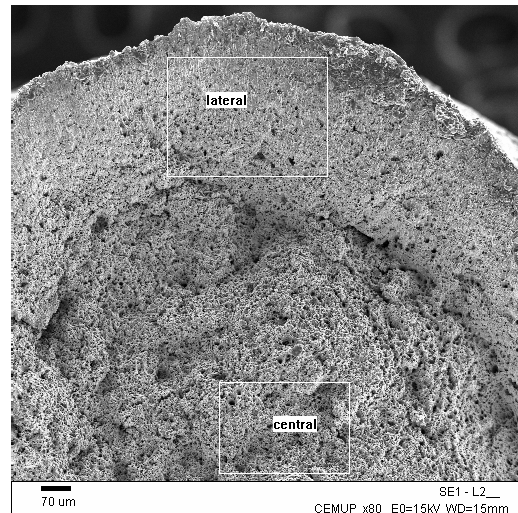


Figura 4.33 – Identificação das zonas lateral e central (80X).

Fez-se uma análise dos componentes numa parte representativa da estrutura onde se detectou uma grande quantidade de ferro. O espectro obtido apresenta-se na figura 4.34.

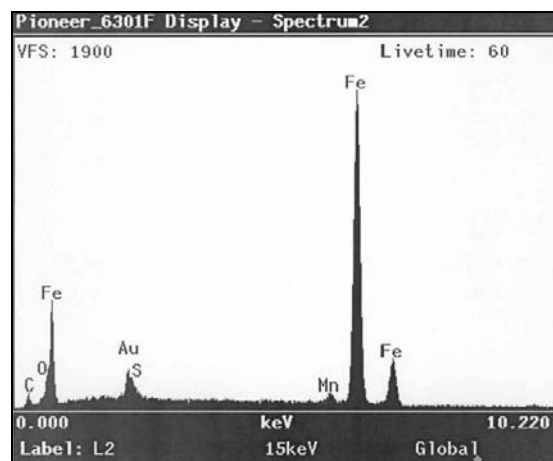


Figura 4.34 – Espectro da superfície de fractura analisada.

Nas figuras 4.35 a 4.38 apresenta-se a superfície de fractura de L2 fracturado vista ao MEV.

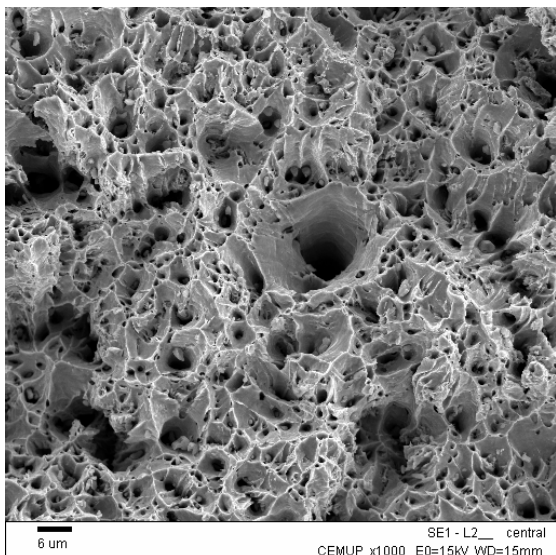


Figura 4.35 – Pormenor da zona central (1000x).

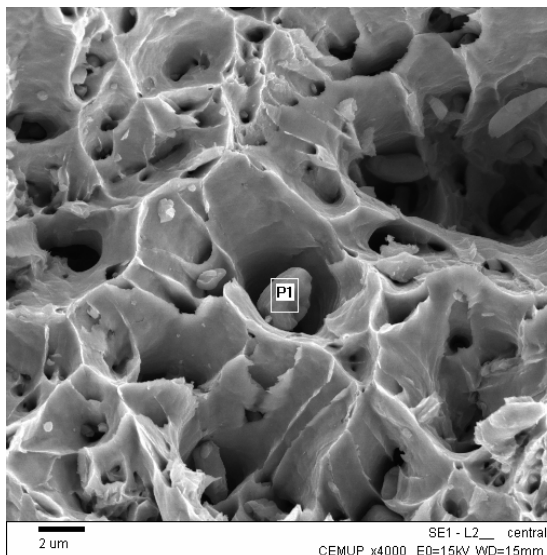


Figura 4.36 – Localização da partícula P1 na zona central (4000x).

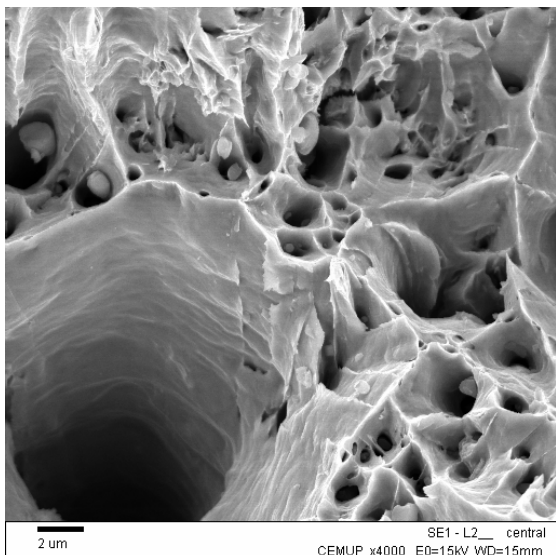


Figura 4.37 – Pormenor da zona central (4000x).

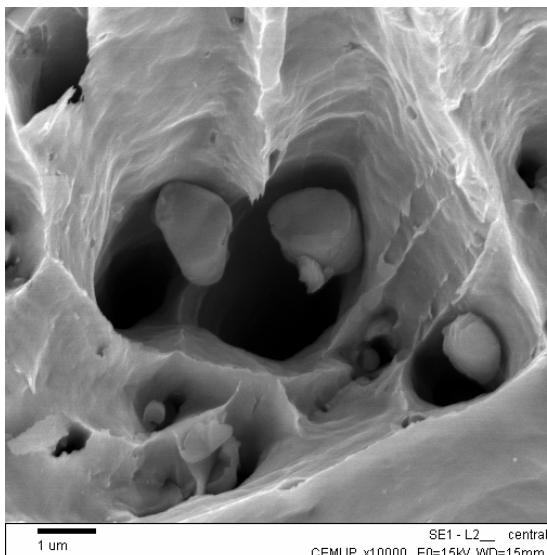


Figura 4.38 – Partículas em micro cavidade na zona central (10000x).

Foi possível constatar a existência de micro-cavidades que, conforme se disse, são características, pela sua forma, de um material dúctil. Foram também detectadas

pontualmente, pequenas partículas, provavelmente inclusões, no interior dessas cavidades, como é o caso de P1 (figura 4.36) cujo espectro se apresenta na figura 4.39.

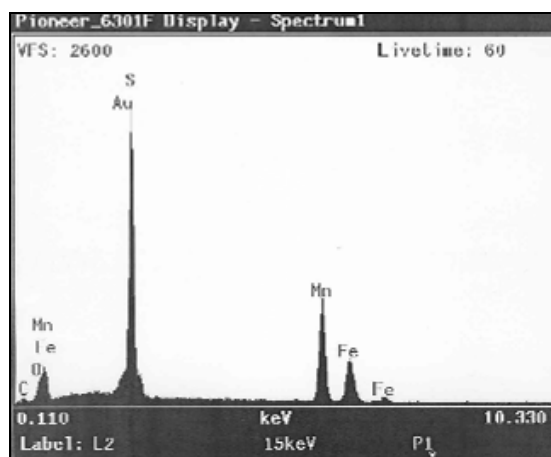


Figura 4.39 – Espectro da partícula P1 (zona central).

Verificou-se, pela observação do espectro da figura 4.39, um pico fortíssimo de enxofre que deverá ser o principal componente da partícula observada. A presença de ouro explicou-se pelo facto de, na preparação do provete, se ter utilizado este material. Todos os outros elementos químicos detectados são resultado do chamado efeito “pêra”. Devido a este efeito o feixe de electrões analisa não só o ponto onde incide mas também a área circundante. Deste modo, a detecção de manganês e ferro considera-se normal.

Nas figuras 4.40 a 4.42 é possível visualizar mais pormenorizadamente a zona lateral, identifica-se na figura 4.33.

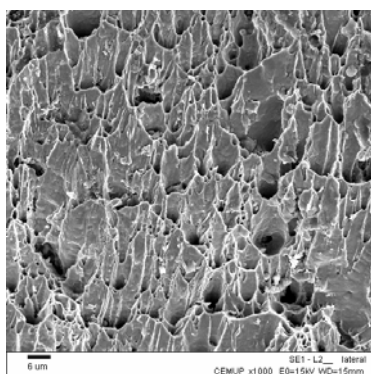


Figura 4.40 – Zona lateral (1000x).

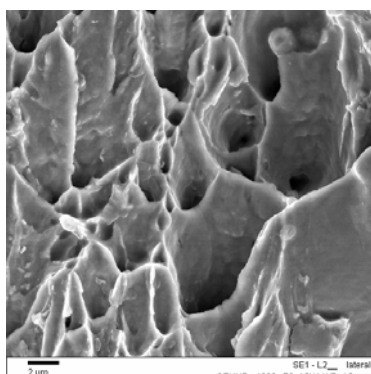


Figura 4.41 – Pormenor da zona lateral (4000x).

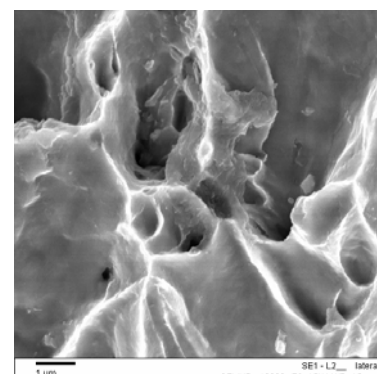


Figura 4.42 – Pormenor da zona lateral (10000x).

Mantêm-se as considerações tecidas anteriormente (figura 4.33) já que relativamente à zona central apenas se altera o ângulo de visualização.

#### 4.2.3.2 Análise dos resultados obtidos

O material base dos arames é o ferro, mais concretamente pode dizer-se que é composto por uma liga ferro-carbónica. Foi isso que se verificou, claramente, pela observação da figura 4.11 (espectro da zona Z1 do provete E).

A matriz da estrutura cristalina do material é essencialmente ferrítica notando-se vestígios de perlite. Assim, é de esperar que o mesmo possua fraca resistência mecânica e ductilidade e tenacidade elevadas.

Com a análise da superfície do arame foi possível identificar dois revestimentos (um aplicado sobre o outro) que apresentavam sinais de degradação. O revestimento interior apresenta-se mais aderente que o exterior e é constituído por óxido de zinco, que se materializa numa camada mais fina que a camada exterior. Nesta detectou-se, sobretudo, a presença de carbono resultante, muito provavelmente, de uma pintura polimérica. De referir que este revestimento se encontra fragmentado (figura 4.23). Pelas observações efectuadas estima-se que a sua espessura seja de  $9\mu\text{m}$  (Costa *et al.*, 2005-b).

Conclui-se que a protecção à corrosão se encontra muito fragilizada, em especial nas zonas de dobragem. Deste modo deve estudar-se uma nova aplicação de tratamento nos arames. A corrosão existente afecta a zona interior dos revestimentos de protecção que, devido às já referidas fissuras, desempenham a sua função deficientemente. A maior redução de diâmetro encontrada (provetes E) foi cerca de 20%, o que equivale a uma redução de área de 36%. Pelas observações efectuadas considera-se que este valor é pontual e, por isso, para verificação de segurança assume-se que a área dos arames, é 80% (aproximadamente metade do maior valor encontrado).

Foram detectados diversos componentes químicos nas análises espectrais efectuadas. Estes podem ter origens tão diversas como: o fabrico e/ou o manuseamento inadequado do material, a técnica de preparação de amostras utilizada, entre outras. O ouro foi detectado porque se revestiram amostras com este metal de modo a possibilitar a condução do feixe de electrões emitido durante as observações que foram levadas a cabo excepto no caso dos provetes da amostra E onde se utilizou um revestimento à base de carbono. A presença de silício é perfeitamente normal já que este elemento existe na composição química de poeiras, frequentemente alumino-silicatos. Além disso, o polimento foi efectuado com lixas de carboneto de silício (Costa *et al.*, 2005-b).



No estudo da composição química das inclusões, foi detectada, entre outras, a presença do elemento ferro, facto que se deve ao efeito “pêra” que ocorre no MEV e segundo o qual o feixe de electrões por ele emitido analisa a zona onde incide mas também a área circundante.

O facto de aparecerem vários picos do mesmo elemento dos espectros apresentados, explica-se pela probabilidade de haver variações de raio x já que, quando um fóton de raio x é emitido pelo MEV, há electrões que saem da sua orbital para outra mais afastada do núcleo atómico. A probabilidade de um electrão ir para determinada orbital representa um pico no diagrama.

O quadro seguinte resume a ocorrência de elementos químicos nas análises espectrais efectuadas.

Quadro 4.2 – Resumo dos resultados obtidos na análise química semi-quantitativa.

<b>Provete</b>	<b>Designação</b>	<b>Elementos Químicos Detectados</b>
L2 (fracturada)	GLOBAL	Fe, O, Au, S, C, Mn
L2 (fracturada)	P1	S, Au, Mn, Fe, O, C
L2 (intacta)	Z4	C, Zn, O, Fe, Al, S, Cl,
L2 (intacta)	Z5	Zn, O, Fe, C, Si, Al, S
L2 (intacta)	Z6	Zn, O, Fe, S, C
L2 (intacta)	Z7	Fe, O, C, Si, Zn
L2 (dobrada)	-----	NÃO CONCLUSIVA
E_L	P2	S, Mn, Fe, O, Si, C, Cu
E_T	Z1	Fe, C, Si, Mn
E_T	Z2	O, Fe, C
E_T	Z3	O, Fe, Zn, C, Si, S
D2 (intacta)	Z8	C, Fe, O, Zn, Al, Si, Ca
D2 (dobrada)	Z9	Zn, Au, O, Fe, C, Si, Al
D2 (dobrada)	Z10	C, Au, O, Si, Fe, Zn

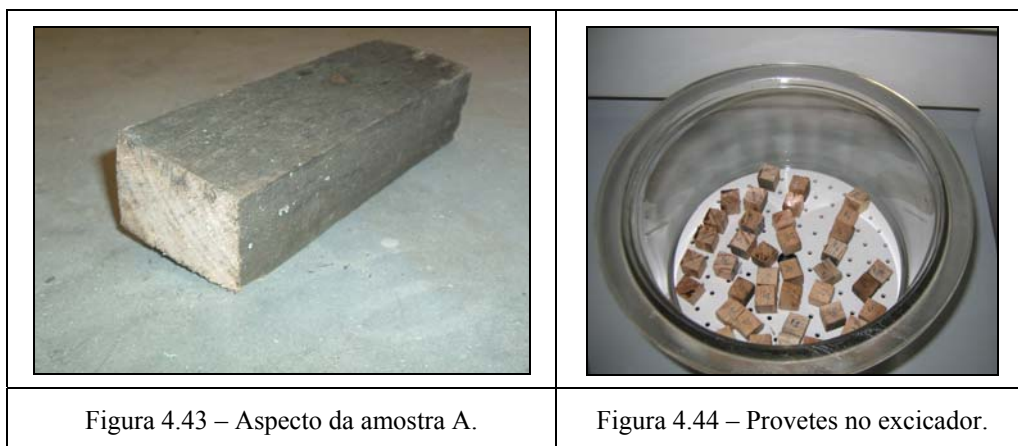
Os valores numéricos obtidos através destas análises, embora não se possam considerar estatisticamente válidos devido à reduzida dimensão da amostra, podem servir de indicadores de forma a possibilitar uma boa escolha dos factores de segurança a aplicar no dimensionamento.

### 4.3 DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA DAS MADEIRAS

Embora se suspeitasse do valor da massa volúmica da madeira, já que se tinha identificado previamente a espécie, fez-se a determinação desta característica. O objectivo foi perceber se os valores da massa volúmica adoptados com base na bibliografia consultada estariam longe dos reais.

O ensaio foi baseado na norma NP-616 que, embora tenha sido elaborada no ano de 1973, ainda se encontra em vigor em Portugal. A determinação da massa volúmica a 12% de humidade foi realizada de forma expedita através da utilização do ábaco de Kollmann. No ANEXO D é descrito o procedimento adoptado, são apresentadas fotografias das amostras e são transcritos, pormenorizadamente, os resultados obtidos.

As amostras utilizadas foram fotografadas de modo a que o seu aspecto inicial pudesse ser relacionado com a massa volúmica obtida. Na figura 4.32 pode ver-se, a título de exemplo, a amostra A e na 4.33 o conjunto de todos os provetes no interior do excicador.



As amostras foram recolhidas dos seguintes elementos: revestimento do pavimento, guardas de protecção, barrotes e tábuas. Pensa-se que a madeira da ponte é toda da mesma espécie – Eucalipto – não se esperando por isso grandes variações de massa volúmica de elemento para elemento.

O número e qualidade de amostras não era o ideal, já que apenas se utilizaram sete e algumas apresentavam sinais de podridão. Esta situação, apesar de não ser desejada, foi necessária para não agravar o estado de degradação da estrutura existente. Tendo em conta os objectivos da caracterização pensou-se que estas limitações eram aceitáveis.

Para a determinação do teor em água utilizou-se a expressão 4.4:

$$H(\%) = (m_1 - m_3) \times 100 / m_3 \quad (4.4)$$

onde:

- $H(\%)$  – teor de água;
- $m_1$  – massa do provete com a humidade  $H(\%)$ ;
- $m_3$  – massa do provete depois de seco.

O quadro seguinte resume os resultados obtidos por amostra para a totalidade dos provetes analisados.

Quadro 4.3 – Resumo dos resultados obtidos no ensaio de determinação da massa volúmica.

<b>m/v (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>Média</b>
V. Médio	860	670	650	700	670	390	610	670
V. Máximo	870	690	690	760	680	420	670	900
V. Mínimo	840	660	620	670	660	360	430	360
Desvio Padrão	10	20	40	30	10	30	90	120
Quantilho 5%	830	650	580	650	650	340	460	480

A disparidade de resultados obtidos reflecte as diferentes condições de exposição e conservação das amostras utilizadas. Por esse motivo os seus valores variam entre 860 e 390 kg/m<sup>3</sup>. Recorrendo ao ANEXO D, onde se apresentam outros dados acerca deste ensaio, é possível estabelecer explicações para os valores obtidos.

A amostra A parecia ser a que se encontrava em melhores condições já que, para além do seu considerável volume relativamente ao das restantes amostras, apresentava-se em boas condições de conservação e não possuía fendas nem sinais de podridão. Foi possível obter provetes do interior da amostra e consequentemente resultados mais adequados. Esta foi ainda uma das duas amostras onde se registou um menor desvio padrão a que possuía uma massa volúmica mais próxima da referida na bibliografia consultada (Coutinho, 1999).

A amostra B, de pequenas dimensões, apresentava uma fenda significativa. Estes factos não serão certamente alheios à reduzida massa volúmica da amostra.

As amostras C, D, E e F apresentavam sinais de degradação, além de possuírem dimensões reduzidas.

Finalmente, a amostra G, apesar de aparentemente se encontrar em bom estado de conservação, possuía uma secção bastante pequena.

Do conjunto de resultados obtidos evidenciam-se dois: o da amostra A e o da amostra F. O resultado da amostra A encontra-se dentro do esperado para a espécie em causa ( $850\text{kg/m}^3$ ), o Eucalipto Comum (Coutinho, 1999). Observando as fotografias e quadros que se apresentam no ANEXO D, percebe-se que a amostra A possuía maiores dimensões sendo por isso passível de fornecer provetes de melhor qualidade (do interior da peça de madeira).

Por outro lado, o resultado da amostra F é exageradamente baixo o que se explica não só pela fendilhação como pela podridão que apresentava. As restantes amostras tinham dimensões relativamente reduzidas o que fazia com que os provetes delas obtidos fossem afectados pela camada superficial que como se sabe é sujeita aos mais diferentes agentes de degradação, conforme se referiu no capítulo anterior.

Tendo por base todas estas considerações adopta-se o valor de  $850\text{kg/m}^3$  para a massa volúmica da madeira existente por se pensar que a amostra A é a mais representativa do material existente na ponte de arame uma vez que era a que melhor se enquadrava nas condições de ensaio da norma utilizada e por este ser o valor referido na bibliografia consultada para madeira deste tipo.

#### **4.4 CONCLUSÃO**

Neste capítulo apresentaram-se os ensaios efectuados que pretenderam dar bases sólidas ao projecto de reabilitação e reforço da Ponte de Arame.

Os provetes de arame foram ensaiados à tracção no Laboratório de Ensaios Tecnológicos do DEMGI-FEUP, segundo a norma NP EN 10002-1 – “Materiais Metálicos. Ensaios de tracção”. Os seus resultados deram indicações importantes acerca das características mecânicas dos arames que se encontram actualmente na ponte que apresentam uma resistência característica à tracção de  $308,6\text{MPa}$  e um módulo de elasticidade de  $171,2\text{GPa}$ . As superfícies de rotura obtidas, tipo taça-cone, foram preservadas o que possibilitou a observação mais pormenorizada das suas características ao MEV. O ANEXO B, complementa a informação retirada destes ensaios com as respectivas curvas de tensão-extensão.

As observações microscópicas efectuadas aos arames foram úteis para complementar os resultados dos ensaios de tracção. No ME foi possível verificar, entre outros aspectos, o estado dos arames, o grau de corrosão que os afecta, a pureza da matéria-prima utilizada no seu fabrico, apresentando-se no ANEXO C algumas das secções observadas. O aço que constitui o material base apresentava uma matriz ferrítica, característica de aços dúcteis e tenazes, mas pouco resistentes do ponto de vista mecânico.

No MEV foi possível identificar as camadas protectoras dos arames e estimar-se as suas espessuras. Pôde-se também clarificar, através de análises químicas semi-quantitativas, as suspeitas de corrosão existentes em algumas amostras e assumiu-se 20% da secção se encontrava corroída. Além disso comprovou-se, através da observação de secções fracturadas, a ductilidade do material e verificou-se a existência de duas camadas de revestimento: a mais superficial constituída por uma pintura polimérica e a mais interna por um composto à base de zinco.

Em relação às madeiras, tendo em conta que não se iria proceder ao seu aproveitamento, apenas se determinou a sua massa volúmica. Apesar da disparidade dos resultados obtidos, atribuída às condições em que a madeira recolhida se encontrava assumiu-se um valor de massa volúmica de referência idêntico ao da bibliografia consultada ( $850\text{kg/m}^3$ ). No ANEXO D apresentam-se pormenores deste ensaio.

Uma correcta caracterização dos materiais significa um menor nível de incerteza relativamente ao tipo de material em questão e conseqüentemente uma melhor reabilitação.



## **CAPÍTULO 5**

### **MODELAÇÃO, CÁLCULO E PROJECTO**

#### **5.1 INTRODUÇÃO**

Uma correcta avaliação das condições de segurança de uma estrutura exige uma adequada modelação e um elevado espírito crítico face aos resultados obtidos. É difícil, se não mesmo impossível, construir um modelo que represente a realidade com todas as suas particularidades. Mas, mais importante que construir esse modelo é questionar os resultados obtidos comparando-os, sempre que possível, com modelos aproximados e de resolução simples.

O cálculo da “Ponte de Arame” englobou diversas condicionantes que são parte integrante de grande parte dos projectos de reabilitação. Desde a geometria às propriedades materiais, fizeram-se sucessivas aproximações que se reflectiram nos resultados finais.

No presente capítulo começa-se por tecer algumas considerações acerca do cálculo de esforços em cabos. Em seguida analisa-se a estrutura em estudo nas condições actuais, de modo a perceber como se comportaria face a algumas situações de cálculo e, depois de se concluir que não cumpre os requisitos mínimos de segurança, estudam-se soluções de reforço que têm em conta a verificação das condições regulamentares de segurança estrutural (estado limite último), mas também os aspectos de conforto dos transeuntes (estado limite de utilização). No final apresenta-se um conjunto de desenhos que pretendem ilustrar a solução final sem contudo entrar no detalhe de projecto, já que não é esse o objectivo do presente trabalho.

## 5.2 BASES DO CÁLCULO EFECTUADO

### 5.2.1 Generalidades

Os cabos adaptam-se aos esforços exteriores com esforços internos de tracção. Segundo a relação fundamental, quando uma estrutura se encontra em equilíbrio qualquer das partes que a constitui assim estará. A título de exemplo, pode-se imaginar um troço de cabo sujeito a forças de resultante vertical  $W$ , conforme se representa na figura 5.1, e o respectivo equilíbrio de forças que nele actuam (figura 5.2).

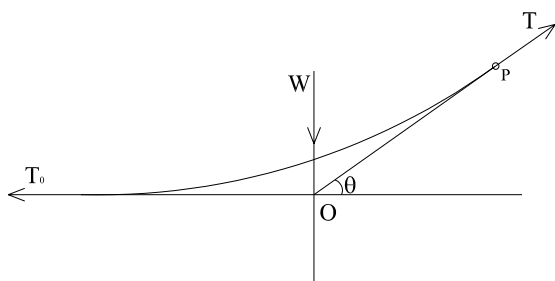


Figura 5.1 – Troço de cabo em equilíbrio.

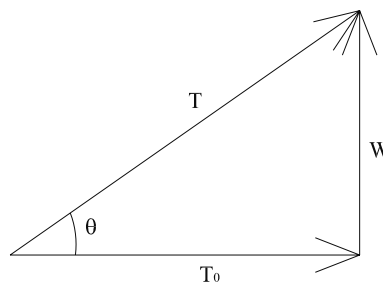


Figura 5.2 – Equilíbrio das forças do troço de cabo da figura 5.1.

No troço de cabo ilustrado na figura 5.1 representam-se os esforços internos nas extremidades do cabo,  $T$  e  $T_0$ , ambos tangentes ao cabo no seu ponto de aplicação, sendo  $T_0$  horizontal, e a força  $W$  a resultante das forças verticais aplicadas no troço. Para que se verifique o equilíbrio, as 3 forças devem ser concorrentes num mesmo ponto ( $O$ ).

A tensão do cabo num ponto genérico  $P$  é então dada pela expressão:

$$T_p = \sqrt{T_0^2 + W^2} \quad (5.5)$$

onde:

- $T_p$  representa a tensão do cabo no ponto genérico  $P$ ;
- $T_0$  representa o valor da tensão no cabo no seu ponto de tangente nula do cabo e corresponde à componente horizontal de tensão no cabo em qualquer ponto, supondo  $W$  vertical;



- W representa a resultante vertical das forças que actuam no troço de cabo representado na figura 5.1.

Os cabos ligam-se ao exterior através de apoios duplos e, por isso, apresentam quatro incógnitas que correspondem às reacções nesses apoios. Para a sua determinação são necessárias quatro equações: três resultantes do equilíbrio global de forças da estática e uma quarta que resulta da condição de que qualquer ponto do cabo possui momento nulo.

Os cálculos efectuados no presente capítulo regem-se por condições a clarificar nos pontos seguintes.

### 5.2.2 Cargas Regulamentares

As cargas regulamentares consideradas na verificação da capacidade resistente da “Ponte de Arame” foram retiradas do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Segundo este documento, além das disposições aplicáveis à generalidade das estruturas, deve contar-se com as acções que constam no Capítulo X, “Acções Específicas em Passadiços”, para a utilização da ponte por peões, ciclistas e motociclistas:

- Sobrecargas (artigo 47.º)
  - Sobrecarga:  $4\text{kN/m}^2$ ;
  - Valores reduzidos:  $\psi_0 = 0,4$ ;  $\psi_1 = 0,3$ ;  $\psi_2 = 0,2$ . Se a acção sísmica é a acção de base da combinação deverá usar-se  $\psi_2 = 0$ .
- Acções em Guardas (artigo 48.º)
  - Considera-se aplicada ao nível superior da guarda uma força horizontal uniformemente distribuída com valor característico igual a  $1,5\text{kN/m}$ . Os correspondentes valores reduzidos são nulos.

As acções resultantes da acção do vento foram contabilizadas tendo por base o Capítulo V do RSA, tendo sido calculada a superfície exposta da ponte para posterior cálculo de uma carga distribuída lateral que se considerou actuar transversalmente à ponte. Consideraram-se os seguintes pressupostos na quantificação desta acção:

- Zonamento do Território (artigo 20.º)
  - Zona B.

- Rugosidade Aerodinâmica do Solo (artigo 21.º)
  - Tipo II.
- Pressão Dinâmica do Vento (artigo 24.º)
  - A pressão dinâmica considerada foi  $w_k = 1,25 \text{ kN/m}^2$ ;
  - Valores reduzidos:  $\psi_0 = 0,4$ ;  $\psi_1 = 0,2$ ;  $\psi_2 = 0$ .

Finalmente, para o cálculo da acção sísmica foram seguidas as disposições do Capítulo VII do RSA:

- Zonamento do Território (artigo 28.º)
  - Zona D.
- Quantificação da Acção dos Sismos (artigo 28.º)
  - Solo Tipo I.
- Determinação dos Efeitos da Acção dos Sismos (artigo 30.º)
  - Esta acção foi realizada com base numa análise dinâmica para combinação modal e utilizando os espectros de resposta contidos no RSA (ANEXO III) para um coeficiente de amortecimento de 2% e um coeficiente de comportamento de 1;
  - Na quantificação da acção sísmica apenas se consideraram modos que mobilizavam pelo menos 10% da massa da estrutura. Efectuou-se uma combinação quadrática completa.

### 5.2.3 Combinações

Neste trabalho adoptaram-se as combinações seguintes:

- Estado Limite Último;
- Estado Limite de Utilização.

Para a verificação da segurança da estrutura existente em estado limite último foram consideradas apenas acções verticais (peso próprio e sobrecarga). Neste caso a expressão

utilizada é a que se apresenta de seguida (o significado das variáveis é o que se referiu anteriormente):

$$p_{sd} = 1,35 g + 1,5 q \quad (5.6)$$

onde  $p_{sd}$  representa o valor da combinação em análise,  $g$  representa as cargas permanentes e  $q$  representa a sobrecarga.

Com a análise da estrutura existente concluiu-se ser necessário adoptar um reforço para a ponte. Na verificação da segurança da estrutura reforçada em estado limite último efectuaram-se as combinações com as acções de base: sobrecarga, vento e sismo, tendo-se para isso utilizado as expressões seguintes:

$$p_s = 1,35 g + 1,5 (q + 0,4 w) \quad (5.7)$$

$$p_s = 1,35 g + 1,5 (0,4q + w) \quad (5.8)$$

$$p_s = g + 1,5 S_E \quad (5.9)$$

Onde:

- $w$  representa a acção do vento;
- $S_E$  representa a acção sísmica.

No caso da acção do sismo, considerou-se que actuava nas 3 direcções de translação simultaneamente, sendo uma delas, alternadamente, a principal e as restantes reduzidas de um terço.

Para o cálculo da estrutura em estado limite de utilização optou-se por considerar apenas a acção de base sobrecarga por ser a que gerava maiores deslocamentos verticais, os mais gravosos para a estrutura. Foi utilizada uma combinação frequente de acções dada pela expressão 5.6:

$$p_s = 1,0 g + 0,3 q \quad (5.10)$$

### 5.2.4 Características dos Materiais da Estrutura Existente

Não se caracterizou em profundidade a madeira existente, determinando-se apenas a sua espécie e massa volúmica já que, de acordo com o especialista em estruturas de madeira da FEUP, o Professor Amorim Faria, para a sua classificação seria necessário realizar uma avaliação profunda que passaria por ensaios laboratoriais de alguma complexidade e custos significativos. Conforme se referiu no Capítulo 3, as taxas de rejeição da madeira deveriam ser elevadas o que levaria ao seu aproveitamento parcial e consequentemente à existência de duas populações de madeira na ponte, com características físicas, mecânicas e de durabilidade diferentes, o que não representaria uma boa opção de reabilitação. Apenas se justificaria o aproveitamento da madeira existente se a mesma tivesse valor patrimonial ou histórico, o que não é o caso.

Para efeitos de cálculo da estrutura existente adoptou-se para os elementos de madeira a massa volúmica correspondente ao Eucalipto Comum que, conforme se referiu no Capítulo 4, é de  $\gamma_{\text{eucalipto}} = 850\text{kg/m}^3$ . O quadro 5.1 resume as características geométricas e materiais adoptadas para a madeira existente na ponte.

Quadro 5.1 – Resumo das características dos elementos de madeira existentes.

Elemento	Secção transversal (m <sup>2</sup> )	E (GPa)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )
Barrotes	0,08 x 0,14	17,5	8,34
Tábuas	0,22 x 0,03		
Revestimento de Pavimento	0,05 x 0,05		
Guardas (Peça vertical)	0,13 x 0,03		
Guardas (Peça horizontal superior)	0,05 x 0,05		
Guardas (Peça horizontal inferior)	0,025 x 0,10		

O cálculo das propriedades resistentes da madeira foi efectuado de acordo com o EC5, utilizando a expressão:

$$X_d = K_{\text{mod}} \times X_k / \gamma_M \quad (5.11)$$

onde:

- $X_d$  – representa a resistência de cálculo;
- $X_k$  – representa a resistência característica;

- $K_{mod}$  – representa o coeficiente que tem em conta a classe de serviço e de duração de acções;
- $\gamma_M$  – representa o coeficiente de segurança do material.

A verificação da segurança dos elementos de madeira também foi efectuada com as expressões daquele documento.

No caso dos arames, adoptou-se a massa volúmica do aço referida na bibliografia consultada (Farinha *et al.*, 2000),  $77,0\text{kN/m}^3$ . À tensão resistente característica  $\sigma_{rk} = 308,6\text{MPa}$ , aplicou-se o coeficiente  $\gamma_M = 1,15$  e outro que teve em conta a redução de secção de 20% resultante das observações microscópicas efectuadas, tendo-se obtido como tensão resistente de cálculo  $f_{rd} = 214,7\text{MPa}$ . O módulo de elasticidade considerado foi  $E = 171,2\text{GPa}$ , determinado nos ensaios de tracção (Capítulo 4). No quadro 5.2 apresenta-se o resumo das características adoptadas para os elementos metálicos existentes na ponte.

Quadro 5.2 – Resumo das características dos elementos metálicos existentes.

Elemento	$\phi$ (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	E (GPa)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )
Cabo+Tirante	43,12	1460,64	171,2	77,0
Cabo principal	42,36	1409,04		
Pendural / Tirante	8,09	51,44		

Com o levantamento geométrico da estrutura e a caracterização dos materiais, calculou-se a estrutura existente com modelos numéricos planos e, numa fase mais avançada, com um modelo tridimensional. No cálculo com modelos planos realizou-se um cálculo simplificado que serviu de termo de comparação dos diversos cálculos automáticos efectuados posteriormente.

## 5.3 CÁLCULO DA ESTRUTURA EXISTENTE COM MODELOS PLANOS

### 5.3.1 Modelo Simplificado

Apesar dos constantes progressos dos programas de cálculo automático os modelos simplificados continuam a ter o seu lugar no cálculo estrutural por fornecerem uma boa aproximação dos resultados.

A estrutura existente começou por ser calculada com base num modelo simples, constituído pelo cabo principal com a geometria definida no ANEXO A e por um conjunto de forças aplicadas no ponto de intercepção com os pendurais, conforme se apresenta na figura 5.3.

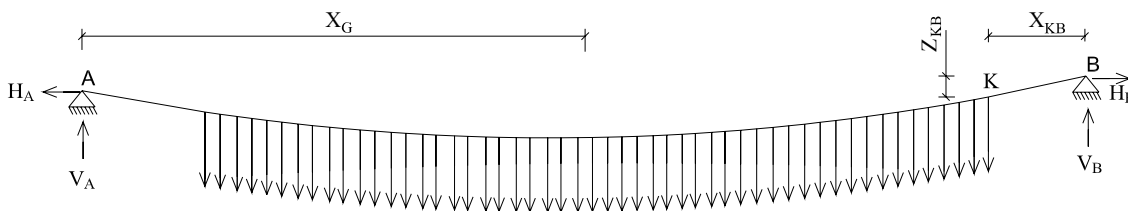


Figura 5.3 – Modelo simplificado para a determinação das reacções a montante.

Embora este modelo não fosse o mais adequado para modelar a estrutura por ignorar a contribuição dos tirantes (diagonais) e do pavimento, funcionou como uma primeira aproximação e como referência nos cálculos efectuados posteriormente.

A partir do conjunto de forças apresentado na figura 5.3, construiu-se o seguinte sistema de equilíbrio de forças:

$$\begin{cases} V_A + V_B = \sum_{i=1}^{52} F_i + W \\ H_A + H_B = 0 \\ \sum_{i=1}^{52} (F_i \times d_i) + W \times X_{AG} - V_B \times X_{AB} + H_B \times Z_{AB} = 0 \\ -V_B \times X_{KB} + H_B \times Z_{KB} + W_{KB} \times \frac{X_{KB}}{2} = 0 \end{cases} \quad (5.12)$$

onde:

- $V_A$ ,  $H_A$ ,  $V_B$  e  $H_B$  são as reacções verticais e horizontais dos apoios A e B, respectivamente;
- As forças  $F_i$ , indicadas pelas setas descendentes na figura 5.3, representam a carga que actua nos 52 pendurais. Essa carga corresponde ao peso próprio dos elementos de madeira e da sobrecarga (quando se considera a sua acção), actuantes em metade do pavimento;

- $d_i$  representa a distância horizontal do ponto de aplicação da força genérica  $F_i$  ao apoio A;
- O peso próprio do cabo representa-se pela letra W (carga concentrada a actuar no centro de gravidade do cabo);
- O peso próprio do cabo no troço K-B representa-se por  $W_{KB}$  (carga concentrada que actua no centro de gravidade do troço K-B);
- As letras Z e X representam distâncias verticais e horizontais, respectivamente, nos troços identificados pelos índices que lhes estão associados;
- $X_G$  representa a distância do apoio A ao centro de gravidade do cabo.

Às diferentes variáveis do sistema de equações anterior atribuíram-se os valores apresentados no quadro 5.3<sup>9</sup>.

Quadro 5.3 – Resumo das características consideradas no cálculo dos cabos.

<b>Caso de Carga</b>	<b>Cabo</b>	$\sum_{i=1}^{52} F_i$ <b>(kN)</b>	$\sum_{i=1}^{52} F_i \times d_i$ <b>(kN)</b>	<b>W</b> <b>(kN/m)</b>	<b>W<sub>KB</sub></b> <b>(kN)</b>	<b>X<sub>AB</sub></b> <b>(m)</b>	<b>X<sub>AG</sub></b> <b>(m)</b>	<b>X<sub>KB</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Z<sub>AB</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Z<sub>KB</sub></b> <b>(m)</b>
Peso Próprio	CM	55,26	1898,66	9,19	0,904	67,04	33,61	6,51	0,99	1,41
	CJ	55,30	1970,55	9,80	1,34	71,56	35,84	9,72	1,39	1,93
E. L. Último	CM	476,58	16377,12	9,19	0,904	67,04	33,61	6,51	0,99	1,41
	CJ	477,31	17003,56	9,80	1,34	71,56	35,84	9,72	1,39	1,93

Estudaram-se dois casos de carga: peso próprio da estrutura (não majorado) e estado limite último para acções verticais. As reacções nos apoios, de acordo com a nomenclatura usada na figura 5.3, e a tensão máxima dos cabos são apresentadas no quadro 5.4.

<sup>9</sup> Ao longo do trabalho designa-se, em diversas ocasiões, Cabo Montante por CM e Cabo Jusante por CJ.

Quadro 5.4 – Resumo dos esforços obtidos no modelo simplificado.

<b>Caso de Carga</b>	<b>Cabo</b>	<b>V<sub>A</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>A</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>B</sub> (kN)</b>	<b>H<sub>B</sub> (kN)</b>	<b>T<sub>MAX</sub> (kN)</b>
Peso Próprio	CM	29,15	-160,91	35,30	160,91	164,74
	CJ	29,21	-177,38	35,89	177,38	180,98
E. L. Último	CM	218,70	-1231,00	267,07	1231,00	1259,64
	CJ	218,37	-1350,10	268,74	1350,10	1376,59

Os resultados expressos no quadro 5.4 reflectem a assimetria dos cabos que faz com que junto ao apoio B o cabo atinja a maior inclinação e também o maior valor de tensão.

### 5.3.2 Cálculo Automático

O cálculo automático é hoje em dia uma ferramenta fundamental na análise estrutural. No caso da “Ponte de Arame” foi utilizado este recurso de modo a simular diferentes situações de cálculo e o comportamento dinâmico da estrutura. O programa utilizado foi o “Robot Millennium”.

Nesta sub-secção, apresenta-se os resultados do cálculo da estrutura. Primeiro com um modelo semelhante ao apresentado na figura 5.3, constituído por um cabo com forças directamente aplicadas e que correspondem às cargas transmitidas pelos pendurais da ponte, e depois considerando um alçado completo (com a modelação dos cabos e do pavimento), onde se percebe o efeito das diagonais, neste trabalho designadas por tirantes.

#### 5.3.2.1 Cálculo do Elemento Cabo

Com esta análise pretendeu-se calibrar o programa de cálculo e verificar a sua fiabilidade. Utilizaram-se elementos de barra ligados entre si com continuidade, onde cada barra representava um troço do cabo limitado por dois pendurais consecutivos. As condições fronteira resumiram-se a dois apoios duplos colocados nas extremidades do cabo. O peso próprio do pavimento foi simulado por um conjunto de cargas aplicadas no cabo, à semelhança do procedimento adoptado no modelo simplificado. Na figura 5.4 ilustra-se o modelo utilizado.



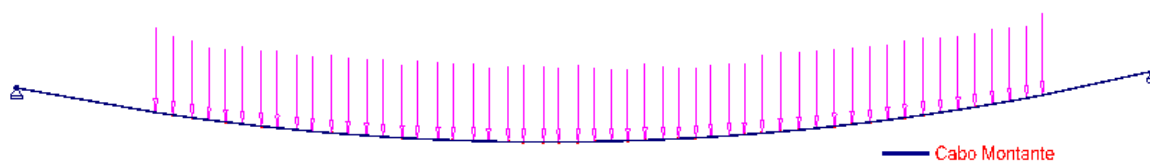


Figura 5.4 – Modelo adoptado para o cálculo do elemento cabo.

Numa primeira fase consideraram-se duas situações distintas de carregamento:

- Carregamento A – peso próprio do cabo;
- Carregamento B – peso próprio da estrutura completa.

Os dois cabos principais foram analisados separadamente, uma vez que possuíam geometrias distintas.

### 5.3.2.2 Cabo Montante

Utilizando as características referidas no quadro 5.2 foram obtidas, para os casos de carga estudados (carregamentos A e B), as deformadas que se apresentam nas figuras 5.5 e 5.6.

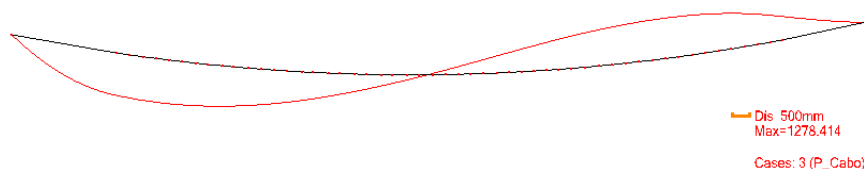


Figura 5.5 – Deformada do cabo para a situação de carregamento A.

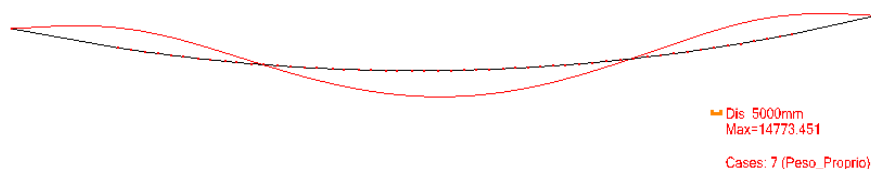


Figura 5.6 – Deformada do cabo para a situação de carregamento B.

Os resultados apresentados nas figuras anteriores consideraram-se incorrectos já que as deformadas do cabo, para as situações de carregamento consideradas (carga uniformemente distribuída) deveriam ter uma configuração, aproximadamente parabólica.

Os deslocamentos associados à situação de Carregamento B encontram-se resumidos no quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Resumo dos deslocamentos obtidos para a situação de carregamento B.

<b>Máximo (descendente)</b>		<b>Máximo (ascendente)</b>	
<b>U<sub>x</sub> (cm)</b>	<b>U<sub>z</sub> (cm)</b>	<b>U<sub>x</sub> (cm)</b>	<b>U<sub>z</sub> (cm)</b>
196,14	1138,34	-245,04	-1476,48

Verificou-se a existência de deslocamentos extremamente elevados (da ordem dos 15m), por vezes com sentido ascendente. Apesar disso, os esforços no cabo eram os esperados, conforme se pode constatar pelos valores apresentados no quadro 5.6.

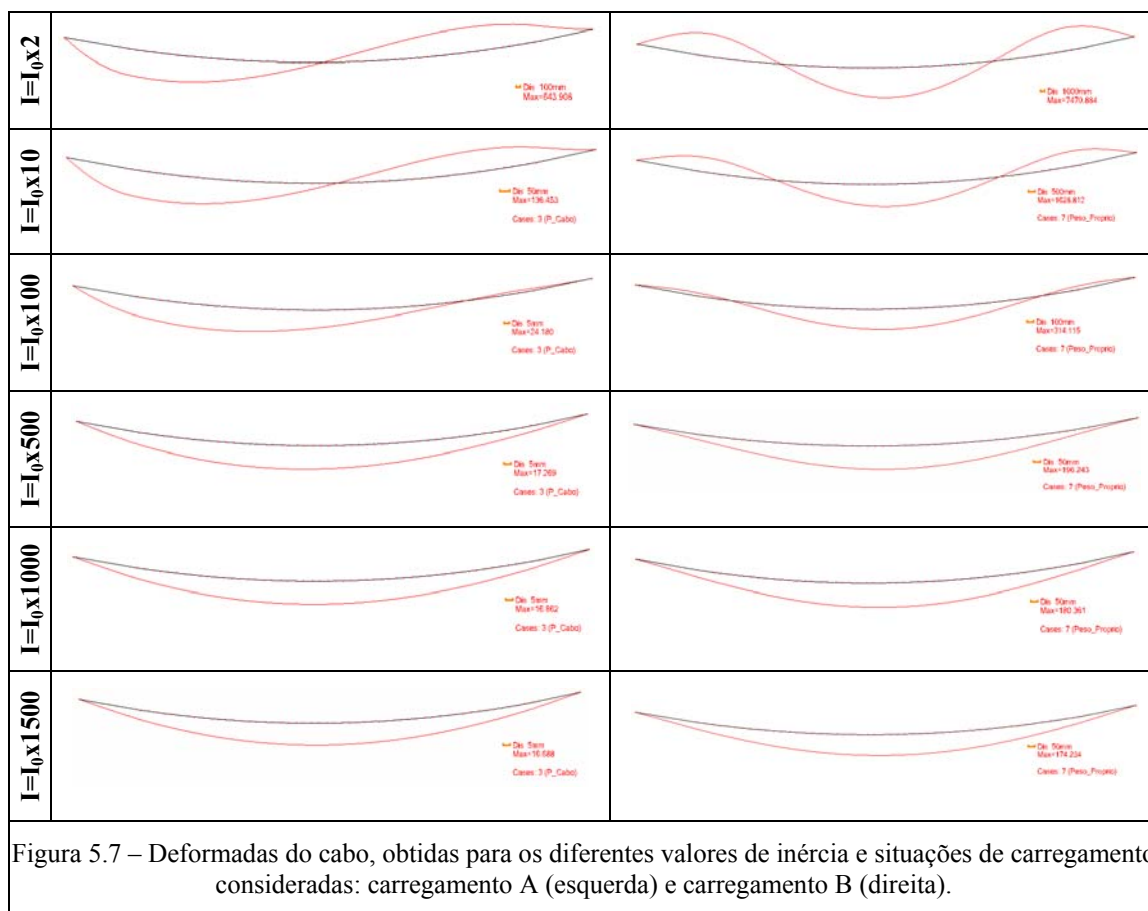
Quadro 5.6 – Resumo dos esforços obtidos para a situação de carregamento B.

<b>Máximo</b>			<b>Mínimo</b>			<b>Médio Absoluto</b>		
<b>N (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>	<b>N (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>	<b>N (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
168,75	2,11	5,26	165,20	-2,17	-11,13	166,16	0,85	3,99

Tendo em conta os valores apresentados, verificou-se que a diferença entre o esforço axial máximo (quadro 5.6) e o obtido a partir do modelo simplificado (quadro 5.4) é de cerca de 2%.

De modo a perceber se a anomalia detectada, reflectida nos deslocamentos obtidos, se devia ao programa de cálculo utilizado, efectuou-se o cálculo nas mesmas condições com outros programas de cálculo automático que, no entanto, produziram resultados semelhantes. Analisando as características dos materiais, concluiu-se que se estava perante um erro numérico provocado pelos reduzidos valores de rigidez de flexão do cabo, optando-se pelo aumento fictício da sua inércia.

Na figura 5.7 apresentam-se as deformadas do cabo para os valores de inércia considerados, onde  $I_0$  corresponde ao valor da inércia inicial.



As deformadas apresentadas anteriormente permitiram verificar que o aumento dos carregamentos aumenta os efeitos de instabilidade no cabo. Considerando inércias ( $I$ ) menores ou iguais a 100 vezes a inércia inicial ( $I_0$ ), a deformada da estrutura não era real, verificando-se deslocamentos ascendentes no cabo. A partir de  $I = I_0 \times 500$  registou-se uma deformada espectável (configuração aproximadamente parabólica). No entanto, percebia-se que os efeitos de instabilidade numérica ainda não se encontravam completamente ultrapassados. Continuou-se por isso a aumentar o valor da inércia dos cabos até se obter uma deformada de acordo com a situação espectável.

Os valores dos deslocamentos máximos e mínimos correspondentes às configurações da deformada do cabo para o carregamento B, apresentadas na figura 5.7, resumem-se no quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Resumo dos deslocamentos obtidos para os valores de inércia considerados (carregamento B).

Inércia	Máximo (descendente)		Máximo (ascendente)	
	Ux (cm)	Uz (cm)	Ux (cm)	Uz (cm)
I <sub>0</sub>	196,14	1138,34	-245,04	-1476,48
I <sub>0</sub> x 2	97,78	565,86	-122,13	-746,65
I <sub>0</sub> x 10	19,10	107,87	-23,81	-162,80
I <sub>0</sub> x 100	1,41	5,53	-1,71	-31,40
I <sub>0</sub> x 500	0,81	0,0	-0,40	-19,62
I <sub>0</sub> x 1000	0,87	0,0	-0,50	-18,03
I <sub>0</sub> x 1500	0,89	0,0	-0,54	-17,42

Do quadro anterior percebe-se que os deslocamentos obtidos para os diferentes valores de inércia considerados eram sucessivamente menores. A partir de I<sub>0</sub> x 1500 não se verificaram deslocamentos ascendentes no cabo e registou-se a estabilização dos deslocamentos descendentes num valor próximo dos 18cm.

No quadro 5.8 encontram-se transcritos os esforços registados no cabo para a situação de carregamento B.

Quadro 5.8 – Resumo dos esforços do cabo (carregamento B).

Inércia	Máximo			Mínimo		
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
I <sub>0</sub>	168,75	2,11	5,26	165,20	-2,17	-11,13
I <sub>0</sub> x 2	168,75	2,11	5,27	165,20	-2,17	-11,13
I <sub>0</sub> x 10	168,73	2,11	5,35	165,18	-2,18	-11,10
I <sub>0</sub> x 100	168,50	2,14	6,20	164,95	-2,21	-10,80
I <sub>0</sub> x 500	167,48	2,28	9,95	163,91	-2,37	-9,44
I <sub>0</sub> x 1000	166,23	2,45	14,58	162,64	-2,56	-7,76
I <sub>0</sub> x 1500	165,00	2,62	19,14	161,38	-2,75	-6,11

Percebeu-se, a partir da observação do quadro 5.8, que o aumento de rigidez à flexão no cabo, provocado pelo aumento da inércia em 1500 vezes, fez com que o esforço transversal e, conseqüentemente, o momento-flector ganhassem maior importância. No entanto, a variação ocorrida para o esforço axial nas 7 situações de cálculo consideradas foi de aproximadamente 2%, valor reduzido quando comparado com a variação de inércia registada.

No ponto seguinte apresentam-se, de uma forma mais sucinta, as principais conclusões retiradas do cálculo do cabo jusante.

### 5.3.2.3 Cabo Jusante

Neste caso, o procedimento adoptado foi idêntico ao do cabo montante. Obtiveram-se deformadas semelhantes às apresentadas anteriormente no estudo do cabo montante (figura 5.7).

Apresenta-se, no quadro 5.9, o resumo dos valores de deslocamentos para o carregamento B e para as diferentes inércias consideradas.

Quadro 5.9 – Resumo dos deslocamentos obtidos para a situação de carregamento B (CJ).

Inércia	Máximo (descendente)		Máximo (ascendente)	
	Ux (cm)	Uz (cm)	Ux (cm)	Uz (cm)
I <sub>0</sub>	0	2917,20	-568,88	-2220,87
I <sub>0</sub> x 2	0	1452,65	-283,87	-1118,89
I <sub>0</sub> x 10	0	281,00	-55,85	-237,30
I <sub>0</sub> x 100	0	18,43	-4,58	-39,58
I <sub>0</sub> x 500	0,26	0	-1,22	-23,23
I <sub>0</sub> x 1000	0,70	0	-0,93	-21,48
I <sub>0</sub> x 1500	0,86	0	-0,83	-20,88

No quadro 5.10 apresentam-se os esforços obtidos, para os diferentes valores de inércia considerados.

Quadro 5.10 – Resumo dos esforços obtidos para a situação de carregamento B (CJ).

Inércia	Máximo			Mínimo		
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
I <sub>0</sub>	183,95	1,72	4,40	180,60	-2,05	-11,82
I <sub>0</sub> x 2	183,95	1,72	4,41	180,60	-2,05	-11,81
I <sub>0</sub> x 10	183,93	1,72	4,48	180,58	-2,05	-11,77
I <sub>0</sub> x 100	183,69	1,67	5,35	180,33	-2,07	-11,34
I <sub>0</sub> x 500	182,61	1,48	9,18	179,24	-2,12	-9,45
I <sub>0</sub> x 1000	181,28	1,65	14,04	177,89	-2,19	-7,12
I <sub>0</sub> x 1500	179,98	1,84	18,82	176,56	-2,26	-4,83

Neste caso, as conclusões retiradas foram muito semelhantes às apresentadas no estudo do cabo montante. O esforço axial variou cerca de 2% e o esforço transversal cerca de 7%. Note-se que estes valores foram obtidos para valor da inércia 1500 vezes superior ao valor inicial.

O valor da tensão máxima do cabo, obtido para  $I_0 \times 1500$ , foi 179,98kN, o que corresponde a uma variação inferior a 1% relativamente ao valor obtido no modelo simplificado (180,98kN).

### 5.3.3 Cálculo de um Alçado Completo

No cálculo do alçado completo utilizou-se um esquema estrutural cujo modelo se apresenta na figura 5.8.

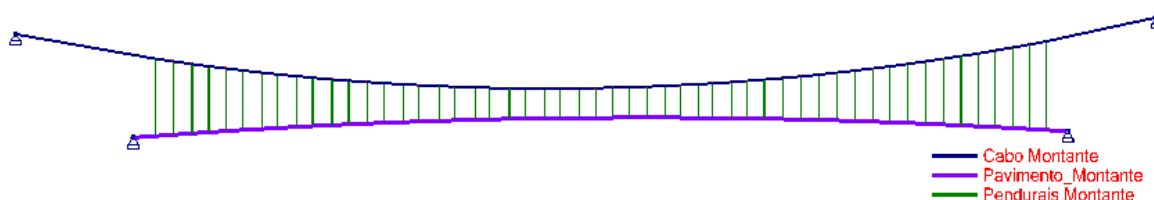


Figura 5.8 – Esquema estrutural utilizado no cálculo dos alçados.

No modelo adoptado utilizaram-se unicamente elementos de barra e considerou-se que o cabo possuía apoios duplos nas extremidades e que os pendurais assumiam o comportamento de biela, com resistência apenas a esforços de tracção (comportamento unidireccional).

Como condição fronteira adoptaram-se dois apoios simples. Não foi considerado o faseamento construtivo que implicaria a consideração de diferentes apoios para o peso próprio e para a sobrecarga. Foi considerada apenas uma situação de carga: o peso próprio. O coeficiente de 1500 foi aplicado à inércia dos arames.

O pavimento foi modelado por um único elemento, com uma área de  $0,033\text{m}^2$  correspondente à área das tábuas em metade da secção do pavimento, uma vez que são estes elementos que conferem rigidez tabuleiro. As características destes elementos, apresentadas no quadro 5.11, incluem a contribuição da massa de todos os elementos do pavimento pelo que a massa volúmica considerada é superior à da espécie em causa (apresentada no quadro 5.1).

Quadro 5.11 – Características do elemento adoptado para modelar o pavimento no modelo plano.

A (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (GPa)	G (GPa)
0,033	30,49	17,5	1,09

Os dados utilizados na modelação dos cabos e pendurais foram apresentados no quadro 5.2.

### 5.3.3.1 Alçado Montante

Tendo por base as condições anteriormente descritas, calculou-se a estrutura, submetida ao peso próprio. A deformada obtida apresenta-se na figura 5.9.

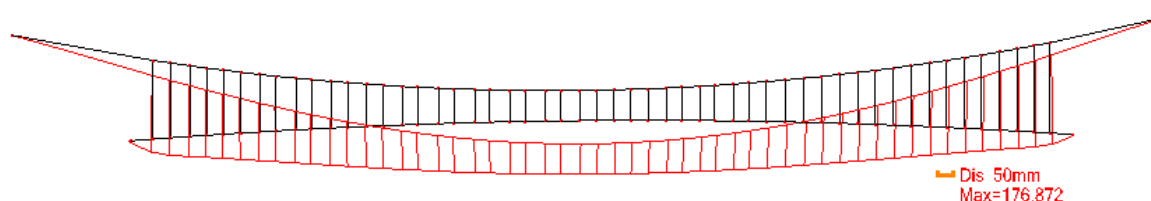


Figura 5.9 – Deformada obtida no cálculo do alçado montante.

O deslocamento vertical máximo do cabo foi de 18,5cm, cerca de 6% superior ao obtido no cálculo anterior (ponto 5.3.2.2) onde foi apenas de 17,4cm. Os esforços nos elementos modelados apresentam-se no quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Resumo dos esforços obtidos no cálculo do alçado montante (sem tirante).

Elemento	Máximo			Mínimo			Médio Absoluto		
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
Cabos	163,57	3,03	20,65	160,11	-3,11	-10,35	161,11	1,31	11,82
Pendurais	1,47	0	0	0,92	0	0	1,06	0	0
Tábuas	0,07	1,25	0,77	-0,11	-1,19	-0,16	0,02	0,52	0,11

O esforço no cabo principal manteve-se, aproximadamente, constante já que o cabo apresenta inclinações pequenas, inferiores a 15°. Em relação aos pendurais, e apesar do esforço axial máximo encontrado ter sido de 1,47kN, verificou-se que o valor médio

(1,06kN) se encontrava muito próximo do valor mínimo (0,92kN) o que significa que há uma grande uniformidade no valor dos esforços neste elemento.

Para se perceber o efeito do funcionamento dos tirantes, repetiu-se o cálculo da estrutura mas, desta vez, incluindo o tirante. A deformada obtida apresenta-se na figura 5.10.

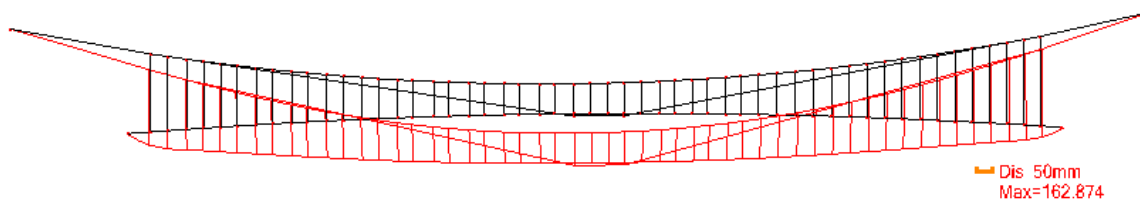


Figura 5.10 – Deformada obtida no cálculo do alçado montante (com tirantes).

Analisando os valores do deslocamento, verificou-se que o valor da flecha do cabo, 16,1cm, é 8% menor que o obtido na situação em que não se utilizou tirante (17,4cm). No quadro 5.13 apresentam-se os esforços obtidos.

Quadro 5.13 – Resumo dos esforços obtidos no cálculo do alçado montante (com tirante).

Elemento	Máximo			Mínimo			Médio		
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
Cabo + Tirante	163,35	1,61	0	162,03	-1,39	-8,26	162,69	1,08	3,99
Cabos	156,30	3,08	16,89	151,99	-3,19	-8,26	152,94	1,15	11,15
Tirantes	7,99	0	0	3,06	0	0	5,95	0	0
Pendurais	1,50	0	0	0,08	0	0	1,04	0	0
Tábuas	4,79	1,26	0,79	-0,10	-1,19	-0,48	0,30	0,52	0,12

Pela observação do quadro anterior, concluiu-se que o tirante nestas condições absorve cerca de 8kN de esforço axial. Este factor implicou um abaixamento, aproximadamente da mesma ordem, no esforço de tracção do cabo em comparação com o cálculo da estrutura sem tirante, (163,57kN para 156,30kN). Os pendurais não registaram grandes variações face ao cálculo anterior.

Os esforços das tábuas, em particular os esforços axiais foram superiores aos obtidos para a situação em que não se utilizou tirante. No entanto, o esforço transversal e o momento-flector apresentaram valores semelhantes aos anteriores.



A influência do tirante pode ser extremamente benéfica para a estrutura. No entanto, dadas as suas características geométricas, em particular a área reduzida, cerca de 3% da área dos cabos principais, este elemento tem pouca expressão no comportamento da estrutura: diminui a flecha em apenas cerca de 8% e os esforços no cabo principal em menos de 5%.

### 5.3.3.2 Cálculo do Alçado Jusante

O cálculo do alçado jusante seguiu o procedimento adoptado no alçado montante. O deslocamento máximo foi, neste caso, de 21,2cm. Os esforços da estrutura sem tirante apresentam-se no quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Resumo dos esforços obtidos no cálculo do alçado jusante (sem tirante).

Elemento	Máximo			Mínimo			Médio		
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
Cabos	177,24	3,50	21,01	174,00	-3,26	-11,08	174,92	1,15	12,61
Pendurais	2,23	0	0	0,19	0	0	1,05	0	0
Tábuas	0,10	1,50	1,07	-0,12	-1,57	-0,22	0,02	0,54	0,14

Do quadro anterior conclui-se não existirem grandes variações do esforço axial máximo no cabo relativamente ao obtido no modelo simplificado que foi de 180,98kN (quadro 5.10). Nos pendurais o esforço médio foi, mais uma vez, de cerca de 1kN.

O deslocamento máximo da estrutura, incluindo o efeito do tirante, foi menor, valendo 19,5cm. Em termos relativos, a contribuição do tirante para a deformada foi sensivelmente a mesma que para o alçado montante, cerca de 8%. Os esforços correspondentes apresentam-se no quadro 5.15.

Quadro 5.15 – Resumo dos esforços obtidos no cálculo do alçado jusante (com tirante).

Elemento	Máximo			Mínimo			Médio		
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
Cabo + Tirante	177,24	1,40	2,68	175,91	-0,25	-8,50	176,56	0,69	2,80
Cabos	169,71	3,63	18,87	165,63	-3,38	-8,31	166,48	1,07	12,27
Tirantes	8,45	0	0	3,29	0	0	6,32	0	0
Pendurais	2,25	0	0	0,09	0	0	1,03	0	0
Tábuas	4,98	1,51	1,09	-0,12	-1,60	-0,51	0,30	0,54	0,15

As conclusões são, neste caso, muito semelhantes às anteriores pelo que se mantêm as considerações feitas para o alçado montante.

## 5.4 ANÁLISE DA ESTRUTURA EXISTENTE

Depois da validação do modelo numérico utilizado, analisou-se o comportamento estrutural da “Ponte de Arame”. Construiu-se um modelo tridimensional onde os diferentes elementos apresentavam geometria linear, tipo barra, com as propriedades “reais”.

Os pendurais e os tirantes foram simulados com elementos do tipo biela, capazes de transmitir apenas esforços de tracção, e a amarração dos cabos nos encontros foi efectuada por apoios triplos. Utilizou-se o factor correctivo da inércia à flexão de 1500 vezes em todos os cabos e tirantes para contornar os já referidos problemas numéricos detectados no cálculo.

Relativamente aos elementos de madeira, apenas se modelaram os barrotes e as tábuas. Os barrotes incluíram a contribuição da massa dos elementos das guardas de protecção. A massa dos elementos de revestimento foi tida em conta na densidade das tábuas, simuladas por 10 alinhamentos longitudinais existentes ao longo do comprimento da ponte.

Nas extremidades do pavimento colocaram-se apoios duplos, ainda que se tenha a noção que a situação real é intermédia ou seja, apoios simples para o peso próprio e duplos a partir dessa carga. Note-se que a rigidez das tábuas que se encontram no local deve ter sofrido um decréscimo provocado pela degradação material entretanto ocorrida.

No quadro 5.16 resumem-se as características dos elementos utilizados na simulação do pavimento.

Quadro 5.16 – Resumo das características dos elementos de madeira do modelo 3D.

<b>Elemento</b>	<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\rho</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>E (GPa)</b>	<b>G (GPa)</b>
Barrotes	0,14 x 0,08	17,83	17,5	1,09
Tábuas	0,03 x 0,22	15,61	17,5	1,09

Na figura 5.11 ilustra-se a estrutura, modelada nas condições descritas.

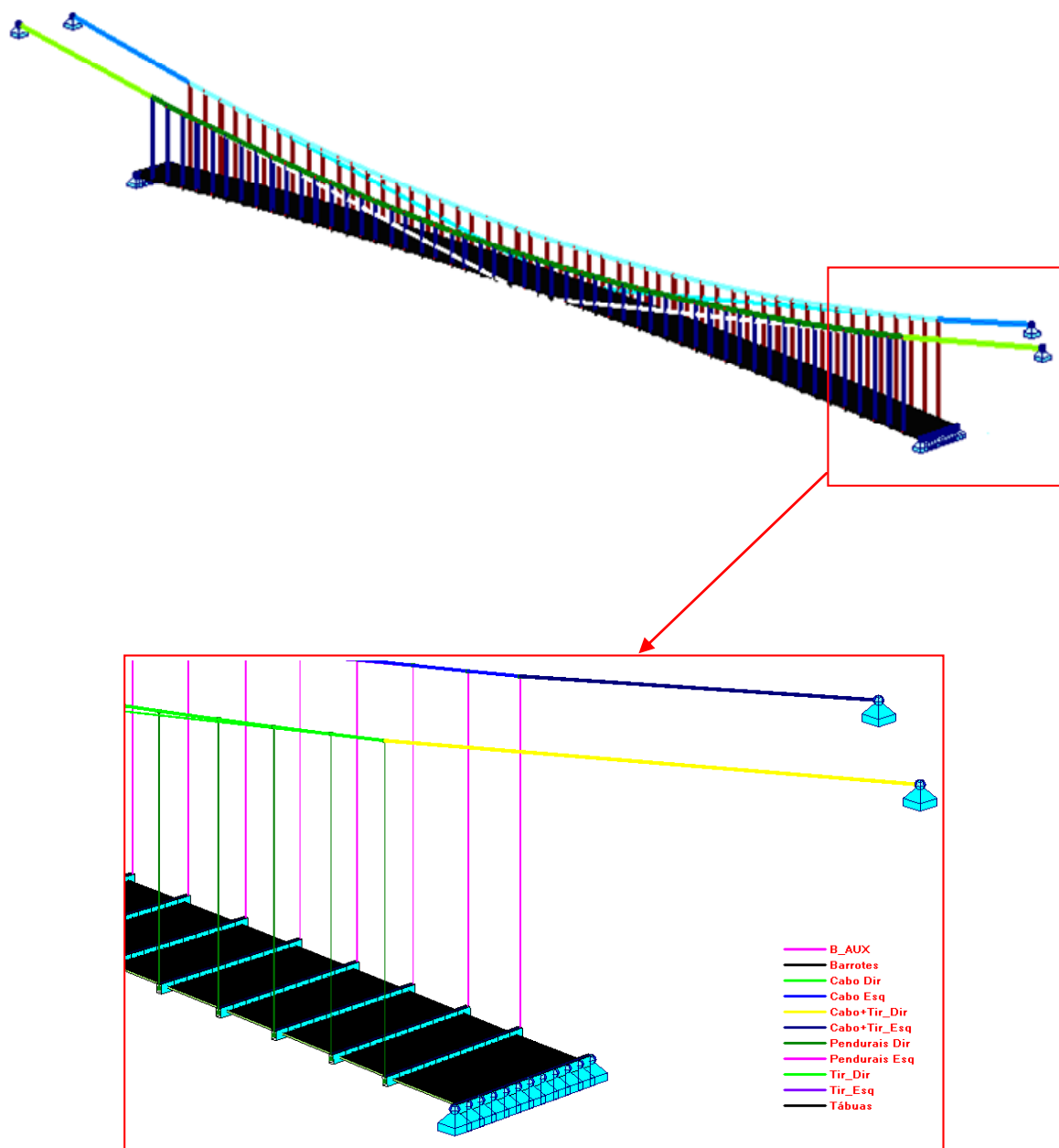


Figura 5.11 – Aspecto do modelo tridimensional utilizado (estrutura completa e pormenor).

Com o objectivo de se compreender a sensibilidade do cálculo à não-linearidade geométrica (NLG), efectuou-se uma análise linear e outra que teve em conta a referida não linearidade. A NLG permitiu realizar uma análise mais rigorosa dos esforços e deformações da estrutura.

Verificou-se que, tanto as deformações como os esforços obtidos nos elementos metálicos eram menores quando se considerava a NLG, conforme se constatar a partir dos valores do quadro 5.1 constatar a partir dos valores do quadro 5.17.

Quadro 5.17 – Deslocamentos e esforços máximos nos elementos metálicos para as situações de cálculo consideradas.

<b>Grandeza</b>	<b>Linear</b>	<b>NLG</b>	<b>Δ (%)</b>
Deslocamento (cm)	19,05	17,52	8,03
Tensão nos Cabos (kN)	170,00	163,75	3,68
Tensão nos Pendurais (kN)	1,66	1,60	3,61
Tensão nos Tirantes (kN)	8,10	7,61	6,05

Do exposto concluiu-se que a não linearidade geométrica influencia os resultados do cálculo, impondo esforços e deformações menores no cabo. Por se considerar que representa melhor a realidade considerou-se a NLG nos cálculos seguintes.

De modo a analisar a “Ponte de Arame” do ponto de vista estrutural, apresenta-se o cálculo para a Estado limite último para acções verticais. No quadro 5.19 apresentam-se os esforços obtidos nos elementos metálicos.

Quadro 5.18 – Esforços obtidos para os elementos metálicos.

<b>Elemento</b>	<b>Valor</b>	<b>Montante</b>			<b>Jusante</b>		
		<b>N (kN)</b>	<b>Vz (kN)</b>	<b>My (kNm)</b>	<b>N (kN)</b>	<b>Vz (kN)</b>	<b>My (kNm)</b>
Cabos + Tirantes	Máximo	1060,78	23,50	88,39	1105,10	19,47	90,70
	Mínimo	978,85	-21,55	-29,41	1025,68	-21,10	-29,03
	Médio	991,16	6,30	61,79	1037,66	6,18	64,80
Cabos	Máximo	1012,12	23,50	88,39	1055,94	19,47	90,70
	Mínimo	978,85	-21,55	-29,41	1025,68	-21,10	-29,03
	Médio	988,66	6,39	63,64	1035,16	6,35	67,03
Tirantes	Máximo	48,22	0	0	48,66	0	0
	Mínimo	22,97	0	0	26,84	0	0
	Médio	39,78	0	0	41,30	0	0
Pendurais	Máximo	14,12	0	0	11,77	0	0
	Mínimo	1,52	0	0	1,49	0	0
	Médio	9,20	0	0	9,88	0	0

Comparando os resultados apresentados com os obtidos no modelo simplificado, verificou-se uma redução do esforço axial no cabo de 23% que se deveu: ao efeito do tirante, aos apoios do pavimento e à NLG.

No caso dos cabos e de acordo com a estimativa da resistência obtida, apresentada no Capítulo 4, o valor da resistência de cálculo é  $f_{rd} = 214,7\text{MPa}$  e o módulo de elasticidade é  $E = 171\text{GPa}$ . Comparando o valor máximo da tensão de tracção de cálculo actuante nos cabos ( $f_{sd} = 1105,1 / 1409,04 \times 10^{-6} = 784,3\text{MPa}$ ) constatou-se que este elemento apenas resiste a 27% (cerca de 303 kN) do esforço de cálculo, pelo que se concluiu que, nas condições actuais, os cabos não cumprem os requisitos mínimos de segurança, sendo por isso indispensável proceder ao seu reforço.

A tensão resistente de cálculo dos pendurais é também  $f_{rd} = 214,7\text{MPa}$ , o que significa que se um pendural se encontra sujeito a uma força superior a cerca de 11,0kN deve ser reforçado. Da observação dos resultados verificou-se que este valor apenas foi ultrapassado em 5 pendurais, para os quais pode ser equacionado um reforço. Os elementos que não verificaram a segurança encontram-se assinalados na figura 5.12.

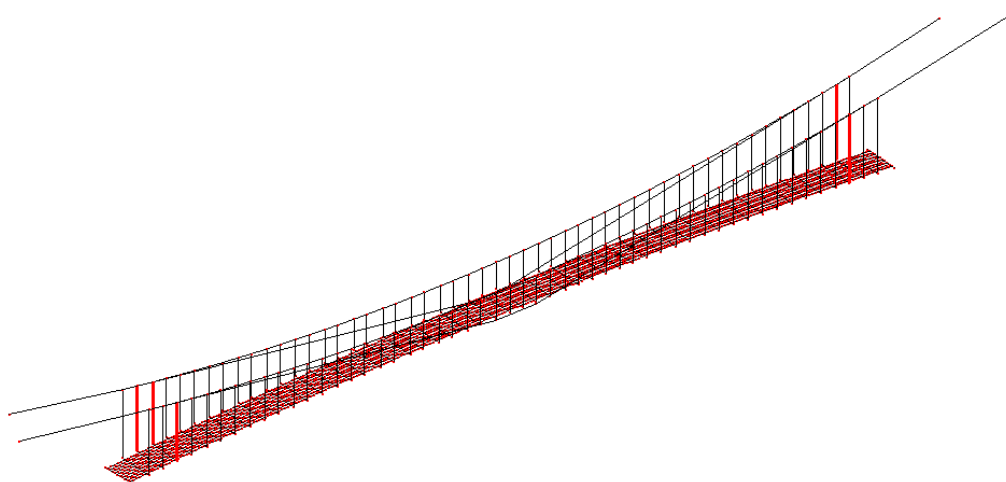


Figura 5.12 – Pendurais que não verificaram as condições de segurança regulamentares.

Relativamente aos tirantes, estes apresentam uma tensão resistente de cálculo ( $f_{rd} = 214,7\text{MPa}$ ), cerca de 23% da tensão actuante de cálculo ( $f_{sd} = 48,7 \times 10^{-3} / 51,4 \times 10^{-6} = 947,0\text{MPa}$ ), pelo que se conclui ser necessário reforçar estes elementos para que a sua participação se torne efectiva.

No quadro 5.20 apresentam-se os deslocamentos máximos para quatro situações de carga.

Quadro 5.19 – Deslocamentos máximos para diferentes situações de carga.

<b>Carregamento</b>	<b>Uz (cm)</b>
Peso Próprio	-17,68
Sobrecarga	-66,95
Estado Limite de Utilização	-38,54

Do quadro anterior concluiu-se que o deslocamento devido ao peso próprio é cerca de 27% do deslocamento devido à sobrecarga. O deslocamento no estado limite de utilização é elevado, reflectindo as características da estrutura.

No quadro 5.18 encontram-se transcritos os esforços obtidos para os elementos do pavimento.

Quadro 5.20 – Esforços obtidos para os elementos do pavimento.

<b>Elemento</b>	<b>Valor</b>	<b>N (kN)</b>	<b>Vy (kN)</b>	<b>Vz (kN)</b>	<b>T (kNm)</b>	<b>My (kNm)</b>	<b>Mz (kNm)</b>
Barrotes	Máximo	12,26	21,37	11,72	3,00	6,82	4,87
	Mínimo	-9,27	-21,06	-14,00	-2,95	-0,24	-4,79
	Médio	2,04	1,56	4,69	0,21	3,83	0,46
Tábuas	Máximo	19,70	3,64	4,35	0,77	2,22	2,33
	Mínimo	-23,48	-3,96	-3,74	-0,74	-0,95	-3,14
	Médio	2,04	0,50	0,52	0,03	0,14	0,20

De modo a avaliar, ainda que de forma sumária, o nível de esforço nas peças de madeira determinou-se a tensão correspondente aos esforços transversos, axial e de flexão, não combinados. No caso dos barrotes, verificou-se que se a madeira fosse da classe D30 verificaria os esforços médios de flexão. Em relação às tábuas, considerando os 3cm de espessura, a resistência característica à flexão mínima deveria ser 10MPa para garantir os esforços médios de flexão; refira-se que se fosse considerado que estes elementos possuíam 1cm de espessura sem capacidade resistente (por exemplo por desgaste) a resistência característica de flexão mínima necessária seria, para os mesmos esforços, cerca de 30MPa. Estes valores de capacidade resistente são incompatíveis com o estado de degradação da madeira existente.

Do exposto conclui-se que a estrutura não garante a segurança, à luz dos regulamentos em vigor, já que para situações menos conservativas que o estado limite último os esforços resistentes dos elementos são ultrapassados pelos actuantes nos cabos principais, tirantes e elementos de madeira.

## 5.5 SOLUÇÃO DE REFORÇO

Um dos assuntos actualmente em debate na área da reabilitação é o da “incompatibilidade” entre a necessidade de intervir em estruturas antigas e o respeito pela regulamentação em vigor. Nesse sentido o ICOMOS, nas “Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico” (ICOMOS, 2004), dá conta das especificidades das estruturas históricas e da severidade dos regulamentos em vigor, feitos a pensar apenas nas construções modernas. Apesar desta situação se reflectir no caso em estudo, a verdade é que, na ausência de outras indicações, procuraram-se cumprir os regulamentos em vigor.

Depois de se ter verificado a incapacidade da estrutura existente em assegurar as condições de segurança regulamentares para a circulação na ponte, estudou-se o plano de reforço a adoptar. A solução proposta mantém o esquema estrutural existente e o conceito de ponte de arame, apresentando também um sistema que visa reduzir as vibrações transversais incómodas à passagem de peões.

Em relação aos elementos metálicos, propõe-se a manutenção dos elementos existentes com o respectivo tratamento e reforço com cabos de alta resistência.

Como se referiu no Capítulo 3 o estado de conservação da madeira inviabiliza o seu aproveitamento. Além disso, mesmo que se encontrasse em bom estado haveria necessidade de aumentar as suas secções de modo a cumprir as disposições regulamentares. A solução passa assim pela substituição do pavimento que continua a ser de madeira por razões ambientais, patrimoniais, de durabilidade e claro pela nobreza do material que muitas vezes, por falta de manutenção adequada ou tomada de decisões menos correctas, não é entendido nesta perspectiva. Note-se ainda que a madeira existente na ponte não tem valor histórico/patrimonial particular que justifique a sua manutenção, pelo que a sua substituição integral, apesar de drástica, revela ser uma medida sensata tendo em conta aspectos técnicos, funcionais e económicos.

Procurou-se minimizar o efeito de arco no pavimento através da execução de furos ovalizados nas tábuas e guardas de modo a permitir a redução dos elevados esforços axiais

naqueles elementos. Para simular esta situação, adoptaram-se apoios simples no pavimento.

### 5.5.1 Características dos Elementos Modelados

Foi modelada uma estrutura tridimensional, idêntica à apresentada no ponto 5.4 (figura 5.12), agora para as características dos novos materiais considerados.

Em relação à madeira, defendeu-se a sua substituição integral, devido ao seu avançado estado de degradação. Recomendou-se a escolha de uma espécie com grande resistência mecânica e aos agentes de degradação, o IPE, reduzindo-se deste modo os custos de manutenção associados à sua conservação. O quadro 5.21 resume as características dos novos elementos de madeira modelados.

Quadro 5.21 – Resumo das características dos elementos de madeira modelados (estrutura reforçada).

Elemento	A (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (GPa)	G (GPa)
Barrote	0,15 x 0,10	17,83	18,80	1,17
Tábua	0,22 x 0,03	15,61	18,80	1,17

Relativamente aos cabos de arame existentes, optou-se pela sua manutenção de modo a que pudessem contribuir para o aumento de resistência e rigidez da estrutura e, simultaneamente, servissem de testemunho histórico da solução primitiva. No entanto, no cálculo admitiu-se que os elementos existentes não contribuíam para a resistência da ponte, em particular por ter sido difícil avaliar a capacidade resistente das ancoragens. Assumiu-se a colocação de novos cabos de aço de alta resistência. Com esta solução procurou-se também minorar o impacto visual dos elementos de reforço.

No caso de se verificar a necessidade de reforçar dos pendurais, sugere-se uma solução idêntica à actual (arames comuns) com as vantagens que lhe estão inerentes: simplicidade e menor impacto visual em harmonia com a solução existente.

Todos os elementos metálicos a colocar devem ser resistentes à corrosão pelo que se terá que proceder ao seu tratamento. Em relação aos elementos existentes deve ser feito um tratamento que contrarie esse processo, conforme referido no Capítulo 4 e que passa pela remoção da corrosão existente, pela limpeza dos arames e, finalmente, pela aplicação de um tratamento adequado.

O quadro 5.22 resume as características dos elementos metálicos modelados.



Quadro 5.22 – Resumo das características dos elementos metálicos modelados (estrutura reforçada).

Elemento	$\phi$ (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	E (GPa)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	$f_{rd}$ (MPa)
Cabo + Tirante	39,20	1205	165	81,75	1026
Cabo Principal	34,96	960	165	81,75	1026
Tirante	17,70	245	165	81,75	1026
Pendural	8,09	51,44	171	77,0	215

As características dos cabos e tirantes foram fornecidas por um fabricante de cabos de alta resistência. Saliente-se que a rigidez dos cabos novos (EA/L) é inferior à dos antigos, o que implica uma maior deformabilidade da estrutura.

## 5.5.2 Análise Dinâmica da Estrutura

### 5.5.2.1 Generalidades

Conforme se referiu no capítulo 2, apesar dos efeitos da acção dinâmica serem conhecidos há largos anos o seu estudo não se encontra concluído nos dias de hoje. As acções dinâmicas podem ser a causa da rotura de uma estrutura e/ou do desconforto dos seus utilizadores. Neste ponto estuda-se a influência das acções exercidas pelos transeuntes na ponte.

Os movimentos induzidos pela passagem de pessoas sobre uma estrutura dependem do tipo de passada e do número de pessoas que sobre ela transitam. Quando se verificam movimentos com amplitudes excessivas, devem ser tomadas precauções para as minorar ou evitar (Sotyanoff, 2003). Segundo alguns autores, os humanos são mais sensíveis às vibrações horizontais que às verticais (Spasojecic *et al.*, 2002) pelo que a excitação sincrónica, fenómeno descrito no Capítulo 2, ocorre mais facilmente para vibrações horizontais (amplitudes superiores a 2mm) que para vibrações verticais (amplitudes superiores a 10mm).

### 5.5.2.2 Caracterização da Estrutura Existente

Para caracterizar a estrutura existente, foram efectuados ensaios dinâmicos in situ, na estrutura. De acordo com alguns autores (Rodrigues *et al.*, 1998) estes ensaios podem ser de três tipos:

- Ensaios de vibração forçada;

- Ensaio de vibração em regime livre;
- Ensaio de vibração ambiente.

Ao longo deste trabalho foram efectuados ensaios de vibração em regime livre ou seja, analisou-se a sua resposta, após excitação impulsiva da estrutura suficiente para a pôr a vibrar.

A aparelhagem utilizada consistiu em macro sismógrafos GEOSIG, modelo GSR-18, e num computador portátil, conforme se pode ver na figura 5.13.



Figura 5.13 – Equipamento utilizado na caracterização dinâmica da estrutura.

Utilizou-se uma taxa de amostragem de 200Hz e efectuaram-se registos em várias posições no pavimento: a meio vão, a 1/4 de vão e a 1/8 de vão. Realizaram-se medições nos locais assinalados de A a F, que se identificam nas figuras 5.14 e 5.15.

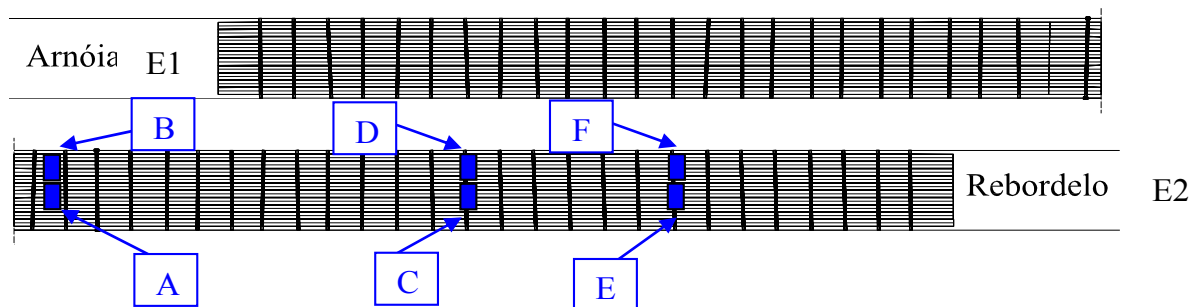


Figura 5.14 – Localização dos pontos de medições (vista em planta).

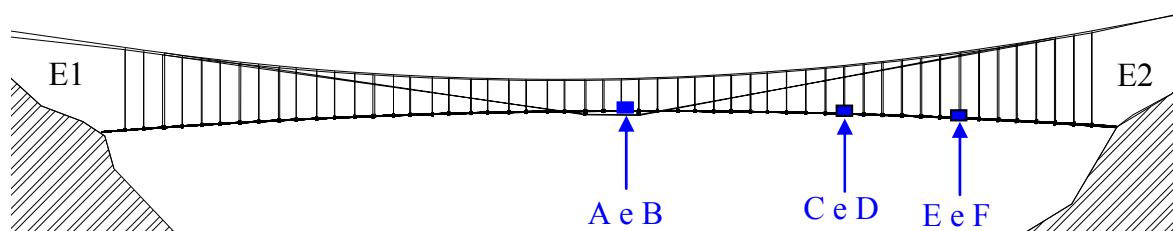


Figura 5.15 – Localização dos pontos de medições (vista em alçado).

Os registos de acelerações obtidos permitiram determinar as correspondentes densidades espectrais de potência com recurso à transformada de Fourier (FFT). O programa utilizado no tratamento dos resultados foi o “CLOSEVIEW”, fornecido pelo fabricante dos aparelhos. Embora na presente dissertação não se desenvolva este assunto, obtiveram-se para a estrutura frequências iguais ou superiores a 0,8Hz.

De forma a tornar este estudo mais conclusivo seria necessário efectuar uma campanha de ensaios in situ, envolvendo dois ou mais acelerómetros para associar configurações modais aos valores das frequências obtidas. Na verdade, foram feitas tentativas nesse sentido que, no entanto, devido a problemas técnicos inviabilizaram esse estudo em tempo útil para o presente trabalho. Essa campanha, apesar de não constar da presente dissertação, será feita posteriormente e permitirá o conhecimento dos modos de vibração reais da estrutura actual.

Através do programa de cálculo automático utilizado na análise efectuada, determinaram-se os modos de vibração expectáveis para modos de frequência inferior a 6Hz e analisaram-se as diferenças entre a estrutura actual (SA) e reforçada de acordo com a solução anteriormente proposta (RE). Refira-se que a solução reforçada não tem em conta a contribuição dos cabos existentes embora se defenda o seu tratamento e manutenção.

Nas figuras 5.16 a 5.28, apresentam-se as configurações modais obtidas, que se repetem nos diferentes casos estudados. As frequências obtidas para a situação actual identificam-se por  $f_{SA}$  e as correspondentes à estrutura reforçada por  $f_{RE}$ .

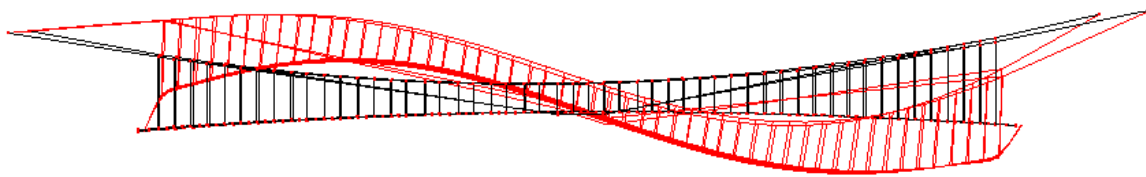


Figura 5.16 – Vista em alçado do 1º modo vertical (antissimétrico) –  $f_{SA} = 0,88\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 0,71\text{Hz}$ .

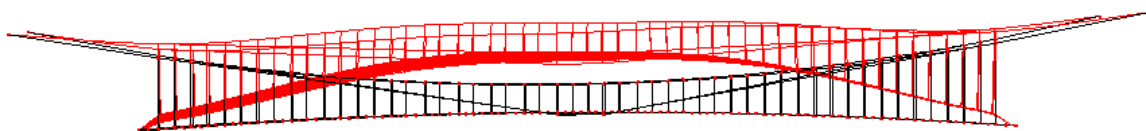


Figura 5.17 – Vista em alçado do 2º modo vertical (simétrico) –  $f_{SA} = 1,28\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 1,32\text{Hz}$ .

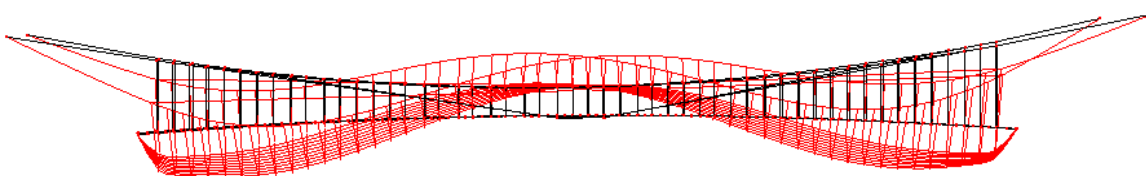


Figura 5.18 – Vista em alçado do 3º modo vertical (simétrico) –  $f_{SA} = 2,00\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 1,68\text{Hz}$ .

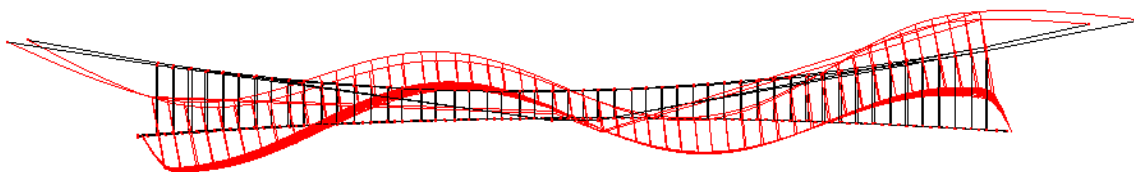


Figura 5.19 – Vista em alçado do 4º modo vertical (antissimétrico) –  $f_{SA} = 3,29\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 2,58\text{Hz}$ .

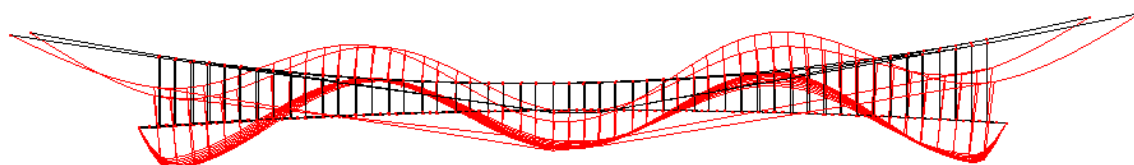


Figura 5.20 – Vista em alçado do 5º modo vertical (simétrico) –  $f_{SA} = 4,83\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 4,11\text{Hz}$ .

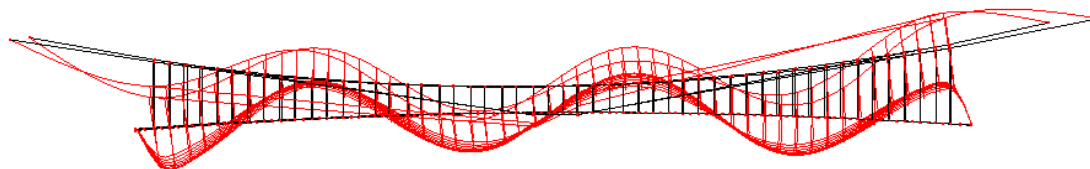


Figura 5.21 – Vista em alçado do 6º modo vertical (antissimétrico) –  $f_{SA} > 6,00\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 5,78\text{Hz}$ .

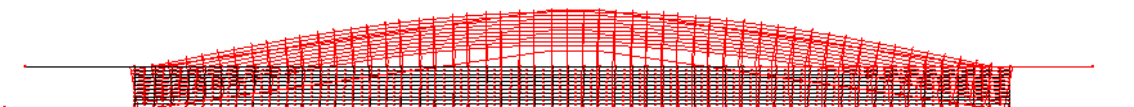


Figura 5.22 – Vista em planta do 1º modo transversal (simétrico) –  $f_{SA} = 0,74\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 0,82\text{Hz}$ .

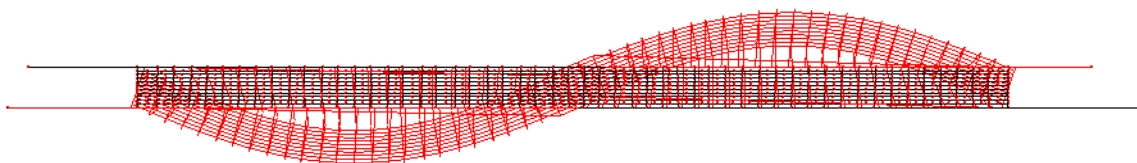


Figura 5.23 – Vista em planta do 2º modo transversal (antissimétrico) –  $f_{SA} = 3,11\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 3,52\text{Hz}$ .

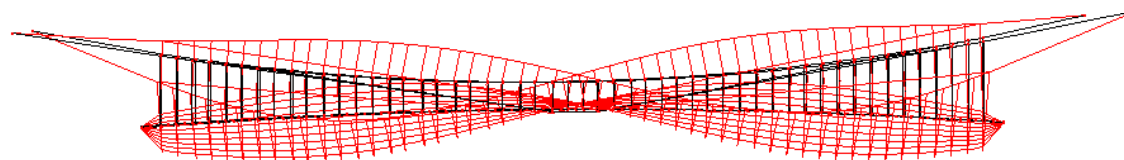


Figura 5.24 – Vista em alçado do 1º modo de torção (antissimétrico) –  $f_{SA} = 1,70\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 1,66\text{Hz}$ .

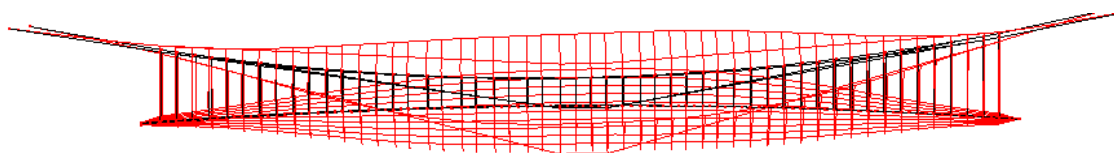


Figura 5.25 – Vista em alçado do 2º modo de torção (simétrico) –  $f_{SA} = 2,34\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 2,42\text{Hz}$ .

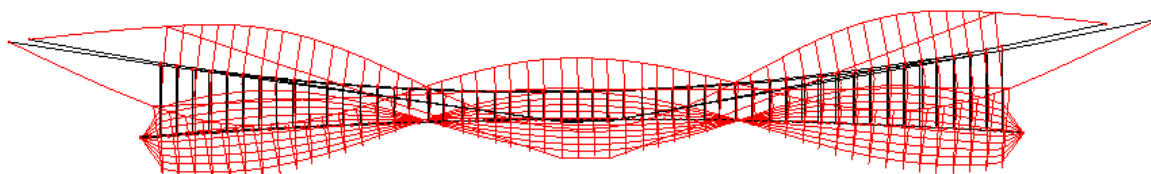


Figura 5.26 – Vista em alçado do 3º modo de torção (simétrico) –  $f_{SA} = 3,59\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 3,14\text{Hz}$ .

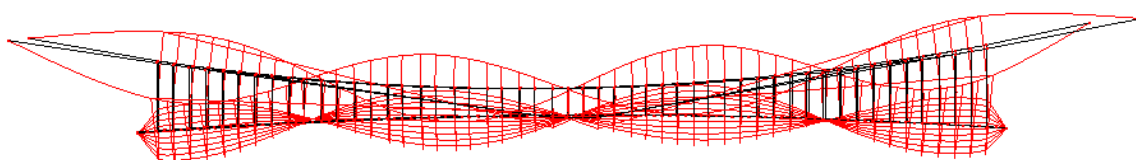


Figura 5.27 – Vista em alçado do 4º modo de torção (antissimétrico) –  $f_{SA} = 5,85\text{Hz}$ ;  $f_{RE} = 4,72\text{Hz}$ .

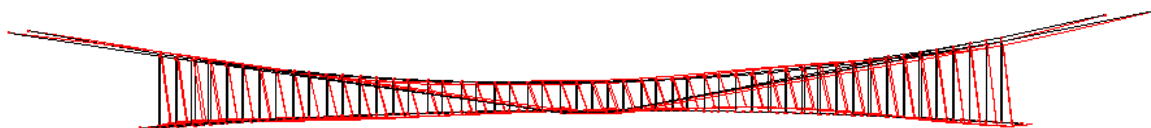


Figura 5.28 – Vista em alçado do 1º modo longitudinal –  $f_{SA} > 6,00\text{ Hz}$ ;  $f_{RE} = 3,54\text{Hz}$ .

No quadro 5.23 sintetizam-se os valores das frequências para as duas situações consideradas: situação actual (SA) e reforço estrutural (RE).

Quadro 5.23 – Síntese da análise modal da situação actual (SA) e de reforço (RE).

<b>Tipo</b>	<b>Simetria</b>	<b>SA f (Hz)</b>	<b>RE f (Hz)</b>
1º Vertical	Antissimétrico	0,88	0,71
2º Vertical	Simétrico	1,28	1,32
3º Vertical	Simétrico	2,00	1,68
4º Vertical	Antissimétrico	3,29	2,58
5º Vertical	Simétrico	4,83	4,11
6º Vertical	Antissimétrico	>6	5,78
1º Transversal	Simétrico	0,74	0,82
2º Transversal	Antissimétrico	3,11	3,52
1º Torção	Antissimétrico	1,70	1,66
2º Torção	Simétrico	2,34	2,42
3º Torção	Simétrico	3,59	3,14
4º Torção	Antissimétrico	5,85	4,72
1º Longitudinal	Antissimétrico	>6	3,54

Verifica-se que a gama de frequências obtida *in situ* ( $f \geq 0,8\text{Hz}$ ) e na modelação são semelhantes, pelo que se considera que o modelo numérico de cálculo representa correctamente a realidade, ainda que se tenha a noção que a identificação modal, a partir dos registos *in situ*, se reveste de grande importância na obtenção de um maior grau de confiança desta análise.

Comparando os valores obtidos na análise modal efectuada para SA e para RE pode afirmar-se que, na generalidade, os valores das frequências verticais e de torção decrescem enquanto os das frequências transversais e longitudinais aumentam com o reforço.

Estes resultados são consistentes com as alterações efectuadas. Assim, no cálculo de RE considera-se para o pavimento um material mais rígido e para os cabos um material menos rígido, uma vez que, conforme se referiu, se despreza a contribuição dos cabos actualmente existentes (com uma rigidez axial superior) nestes resultados. Como os modos verticais são controlados essencialmente pelos cabos, a diminuição da sua rigidez implica a redução das respectivas frequências. Por outro lado, os modos horizontais são fortemente influenciados pela rigidez do pavimento, de modo especial pelas tábuas, sendo por isso natural que as suas frequências aumentem com o aumento da rigidez. Note-se, porém, que o 2º modo vertical e o 2º modo de torção contrariam a referida tendência, sofrendo os valores das suas frequências um incremento. Estes resultados explicam-se pela maior sensibilidade daqueles modos à maior rigidez dos tirantes, na situação RE.

As frequências obtidas, de modo especial as frequências transversais, apresentam alguns valores dentro da gama que se pretende evitar. Segundo um estudo apresentado por Hugo Bachmann e Walter Ammann (Bachmann *et al.*, 1987), conforme refere David Newland (Newland, 2003), existe uma gama de frequências relacionável com a forma de caminhar dos humanos. O quadro 5.27 resume as conclusões desse estudo.

Quadro 5.24 – Características dinâmicas da locomoção dos humanos (Bachmann e Ammann, 1987), conforme (Newland, 2003).

<b>Tipo de Solicitação</b>	<b>Frequência dos Passos f (Hz)</b>	<b>Velocidade v (m/s)</b>	<b>Comprimento da Passada l (m)</b>	<b>Frequência Vertical Fundamental f<sub>vert</sub> (Hz)</b>	<b>Frequência Horizontal Fundamental f<sub>lat</sub> (Hz)</b>
Passada lenta	1,7	1,1	0,60	1,7	0,85
Passada média	2,0	1,5	0,75	2,0	1,0
Passada Rápida	2,3	2,2	1,00	2,3	1,15
Corrida lenta	2,5	3,3	1,30	2,5	1,25
Corrida Rápida	>3,2	5,5	1,75	>3,2	>1,6

Do quadro anterior, verifica-se que as frequências da passada humana se encontram no intervalo de 1,7 a 2,3Hz. Enquanto as frequências verticais coincidem com as frequências dos passos, as transversais correspondem a metade daquelas ou seja, de 0,85 a 1,15Hz (Bachmann *et al.*, 1987).

Autores afirmam que frequências próprias estruturais inferiores a 1,3 Hz podem induzir excitação lateral sincrónica (Fitzpatrick *et al.*, 2001). Tendo em conta os resultados obtidos para RE (quadro 5.23), aconselha-se a inclusão de mecanismos que modifiquem a resposta dinâmica da estrutura, em especial na direcção transversal cujas frequências, mais desagradáveis às pessoas, se pretendem evitar.

### 5.5.2.3 Modificação das Características Dinâmicas da Estrutura Reforçada

Através do programa de cálculo automático determinou-se a influência de alguns mecanismos modificadores das condições dinâmicas da estrutura, designados de reforço dinâmico A, B, C e D, ou simplifcadamente de RDA, RDB, RDC e RDD. As figuras 5.29 a 5.32 apresentam, em planta, as estruturas consideradas em cada uma das situações referidas.

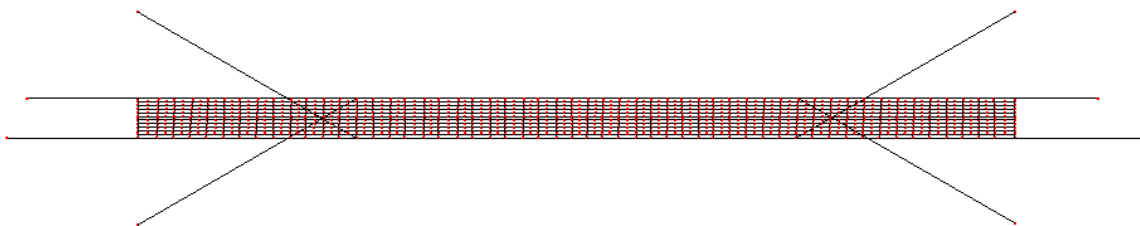


Figura 5.29 – RDA (vista em planta).

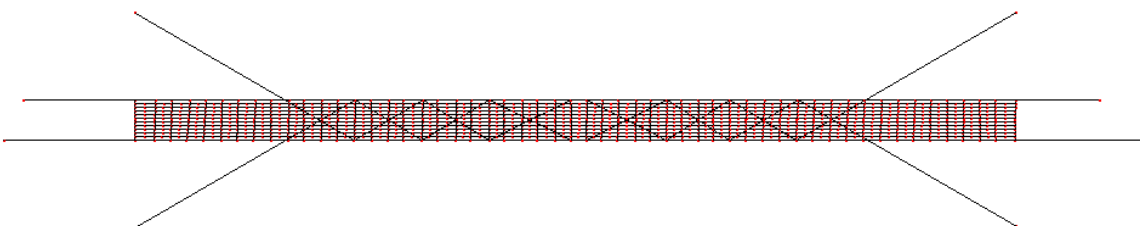


Figura 5.30 – RDB (vista em planta).

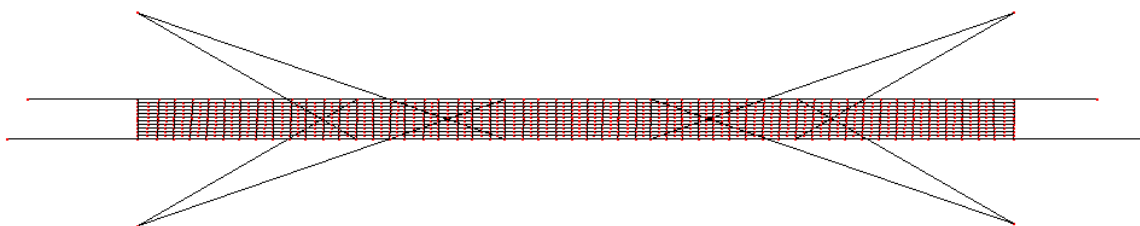


Figura 5.31 – RDC (vista em planta).



Figura 5.32 – RDD (vista em planta).

Todas as situações estudadas visavam o aumento dos valores das frequências transversais da estrutura. No reforço RDA (figura 5.29) estudou-se o efeito da inclusão de 4 cabos na parte inferior do tabuleiro, dois em cada extremidade da ponte e aproximadamente na horizontal. No reforço RDB, para além da alteração contemplada em RDA recorreu-se ao uso de várias diagonais sob o pavimento (figura 5.30). O reforço RDC representou uma aposta na solução levada a cabo em RDA, com a colocação de um sistema adicional de diagonais, muito semelhante ao primeiro mas mais próximo da zona central do pavimento (figura 5.31), contando assim com 8 tirantes sob o tabuleiro, com o objectivo de proporcionar uma rigidez transversal ainda maior. Finalmente, o reforço RDD estudou o



efeito de um conjunto de diagonais colocadas ao longo de todo o comprimento do pavimento (figura 5.32).

No quadro 5.25 apresentam-se os resultados obtidos para as estruturas RDA, RDB, RDC e RDD e para a situação RE, estudada nas condições referidas anteriormente, ou seja, sem reforço dinâmico, para que pudesse servir de termo de comparação. Para cada situação estudada os valores das frequências indesejadas, de acordo com os critérios referidos anteriormente, apresentam-se a vermelho e têm em conta as frequências geradas em passadas de ritmo lento a ritmo rápido.

Quadro 5.25 – Resultados da análise dinâmica para as situações de reforço estudadas.

<b>Tipo</b>	<b>Número</b>	<b>Simetria</b>	<b>RE f (Hz)</b>	<b>RDA f (Hz)</b>	<b>RDB f (Hz)</b>	<b>RDC f (Hz)</b>	<b>RDD f (Hz)</b>
Vertical	1	Antissimétrico	0,71	0,74	0,74	0,75	0,71
	2	Simétrico	1,32	1,33	1,33	1,33	1,32
	3	Simétrico	1,68	1,67	1,67	1,67	1,67
	4	Antissimétrico	2,58	2,60	2,60	2,61	2,58
	5	Simétrico	4,11	4,11	4,11	4,10	4,10
	6	Antissimétrico	5,78	5,78	5,77	5,77	5,77
Transversal	1	Simétrico	0,82	1,27	1,27	1,49	0,82
	2	Antissimétrico	3,52	3,88	3,89	3,95	3,53
	3	Simétrico	--	--	--	--	--
Torção	1	Antissimétrico	1,66	1,69	1,69	1,69	1,65
	2	Simétrico	2,42	2,42	2,41	2,43	2,40
	3	Simétrico	3,14	3,14	3,13	3,14	3,12
	4	Antissimétrico	4,72	4,71	4,70	4,70	4,69
	5	Simétrico	6,82	6,90	6,90	6,89	6,84
Longitudinal	1	Antissimétrico	3,54	4,07	4,07	4,46	3,53

Dos resultados obtidos verificou-se que o efeito do reforço efectuado era reduzido nos valores das frequências dos modos verticais e de torção, ao contrário do que acontecia nos modos transversais e longitudinais. Esta situação explicou-se pelo facto do sistema de reforço actuar fundamentalmente sobre os modos horizontais (transversais e longitudinais), uma vez que era constituído por cabos colocados aproximadamente na horizontal que aumentavam a rigidez naquela direcção, conforme se pretendia.

Com excepção do sistema de reforço RDD, todas as situações propostas provocaram um aumento de rigidez significativo nas direcções transversal e longitudinal. Analisando as vantagens e desvantagens de cada um dos sistemas propostos concluiu-se ser o RDA o

mais vantajoso pela menor mão-de-obra e impacto visual que envolve e pela eficácia dinâmica associada. Com a sua adopção, consegue-se evitar o intervalo de frequências transversais geradas por um humano a caminhar (quadro 5.24) bem como reduzir a probabilidade de ocorrência de excitação lateral sincrónica.

Para se analisar a sensibilidade do comportamento da ponte às características geométricas do sistema RDA, em particular à sua área, fez-se variar este parâmetro e analisaram-se as variações da resposta em termos de frequências e deslocamentos transversais. Verificou-se que o aumento da área dos cabos se traduzia num aumento das frequências transversais e numa redução dos deslocamentos com aquela direcção. Concretamente, o aumento da área dos cabos para o dobro do valor considerado nos cálculos apresentados anteriormente repercutiu-se num aumento da primeira frequência transversal da ponte de 1,27Hz para 1,56Hz e uma redução do deslocamento transversal e aumento do esforço no cabo de cerca de 20%.

Para além dos evidentes ganhos do ponto de vista dinâmico, a inclusão deste tipo de cabos induz na estrutura um melhor comportamento face a solicitações laterais como são os sismos e o vento.

### 5.5.3 Análise Estrutural da Proposta de Reforço ao Estado Limite Último

No quadro 5.26 apresentam-se os esforços máximos, determinados para os elementos metálicos no estado limite último onde se incluem os elementos de reforço dinâmico, designados por RDA.

Quadro 5.26 – Esforços obtidos para os elementos metálicos no estado limite último (solução de reforço).

Elemento	Valor	Montante			Jusante		
		N (kN)	Vz (kN)	My (kNm)	N (kN)	Vz (kN)	My (kNm)
Cabo + Tirantes	Máximo	1000,21	5,38	33,97	1036,08	4,35	36,95
Cabo	Máximo	826,80	25,28	68,28	858,92	23,05	70,04
Tirantes	Máximo	182,28	--	--	188,67	--	--
Pendurais	Máximo	13,76	--	--	14,01	--	--
RDA	Máximo	31,27	--	--	28,14	--	--

Do quadro anterior constata-se ter ocorrido uma redução da tensão do cabo, resultante em grande parte do reforço dos tirantes. A tensão máxima nos cabos é assim de  $858,92 / 960 \times 10^{-3} = 894,71 \text{MPa}$ , enquanto a dos tirantes é de  $188,67 / 245 \times 10^{-3} =$

770,08MPa. Ambas são inferiores à tensão de rotura de cálculo cujo valor é 1026MPa, conforme se apresentou no quadro 5.22.

Quanto aos pendurais, 10 elementos não verificam as condições de segurança nesta situação de cálculo, apresentando uma tensão ligeiramente superior à tensão resistente (214,7MPa), podendo ponderar-se o seu reforço. Os elementos em causa encontram-se assinalados na figura 5.33.

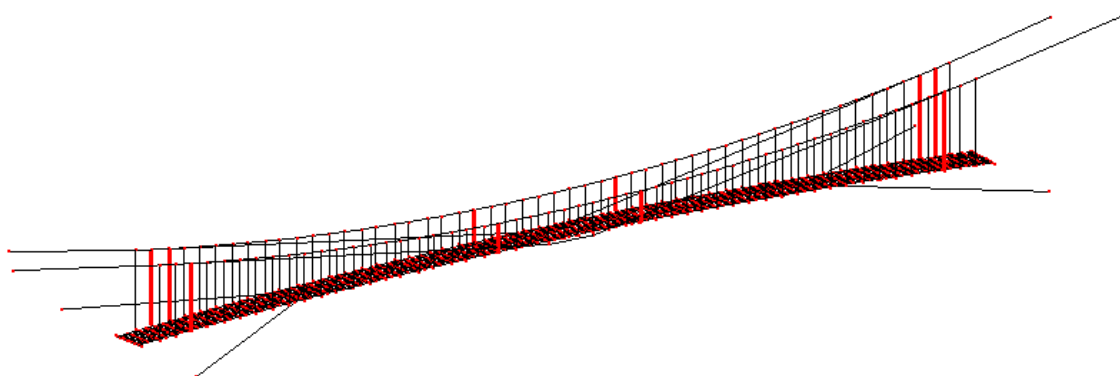


Figura 5.33 – Pendurais que não verificam as condições de segurança.

Basta a colocação de 3 arames, com as características dos existentes em cada um dos pendurais assinalados a vermelho na figura 5.33, para que as condições de segurança regulamentares passem a ser verificadas. Esta observação pressupõe que as ligações dos pendurais aos cabos principais e aos barrotes apresentam uma capacidade resistente adequada.

Por último, relativamente ao elemento RDA referente ao sistema de travamento dinâmico verifica-se a sua utilidade na estrutura já que permite a redução da amplitude dos deslocamentos transversais provocadas pelas acções horizontais. Note-se que para além das tábuas estes são os únicos elementos que conferem rigidez à estrutura.

No quadro 5.27 apresentam-se os esforços obtidos para os elementos do pavimento.

Quadro 5.27 – Valores dos esforços extremos dos elementos do pavimento para o estado limite último.

Elemento	Valor	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	T (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Barrotes	Máximo	70,24	67,19	67,37	9,43	11,83	1,17
	Mínimo	-39,22	-62,93	63,72	-8,84	-9,43	-1,28
Tábuas	Máximo	124,51	13,99	6,45	0,68	2,47	9,32
	Mínimo	-45,58	-14,91	-6	-0,7	-4,24	-8,54

A análise detalhada dos esforços actuantes na estrutura permitiu verificar a segurança das secções e materiais adoptados. Considerou-se as características resistentes de uma madeira da classe D35, a predominância de cargas de média duração e que a estrutura se encontrava sujeita a um ambiente correspondente à Classe de serviço 3.

No caso dos barrotes, verificou-se que a secção considerada era insuficiente, devendo a sua altura ser aumentada para 16cm. Nestas condições, constatou-se ser necessário reforçar 8 barrotes, por exemplo através da aplicação de chapas metálicas, solução apresentada mais à frente. Na figura 5.34 encontram-se assinalados os elementos que não verificaram as condições de segurança regulamentares.

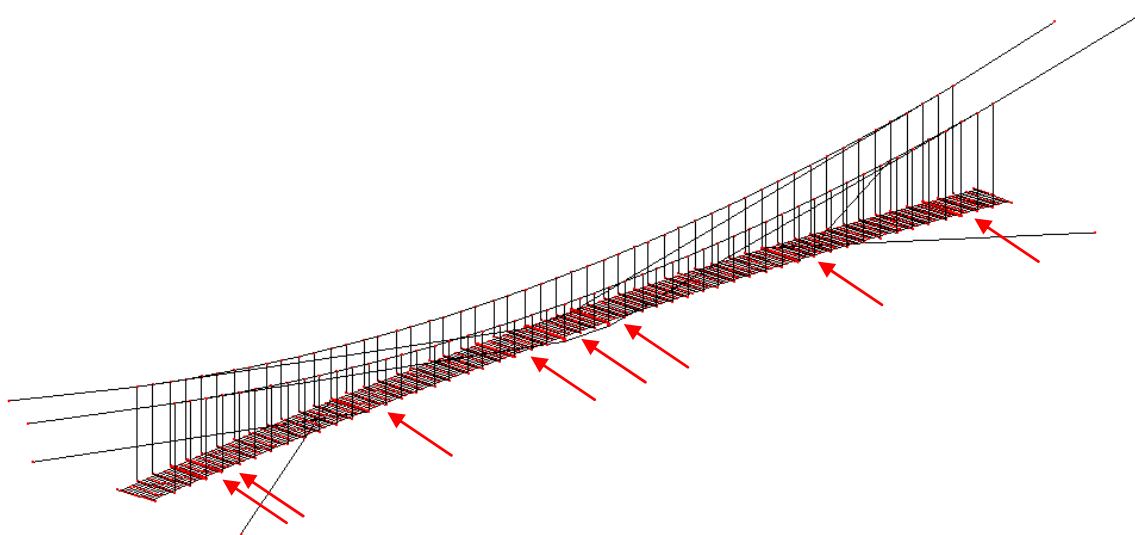


Figura 5.34 – Barrotes que não verificam as condições regulamentares (estrutura reforçada).

Em relação às tábuas, verificou-se que junto aos apoios e a meio vão é necessário aumentar os esforços resistentes dos elementos considerados. Na figura 5.35 assinalam-se as zonas em que não se verificaram as condições regulamentares de segurança em relação ao estado limite último.

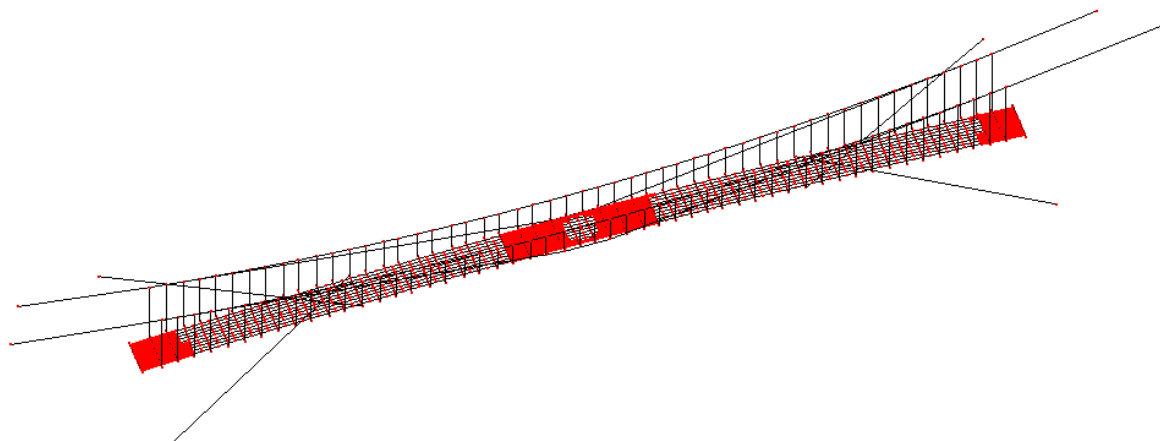


Figura 5.35 – Tábuas que não verificam as condições regulamentares (estrutura reforçada).

Neste caso, podem prever-se características especiais para as tábuas assinaladas a vermelho na figura 5.35. Considerando elementos com uma espessura de 4cm, em vez dos 3cm anteriormente adoptados, verificou-se um decréscimo do número de peças que ultrapassavam os esforços máximos resistentes, conforme se pode constatar pela figura 5.36.

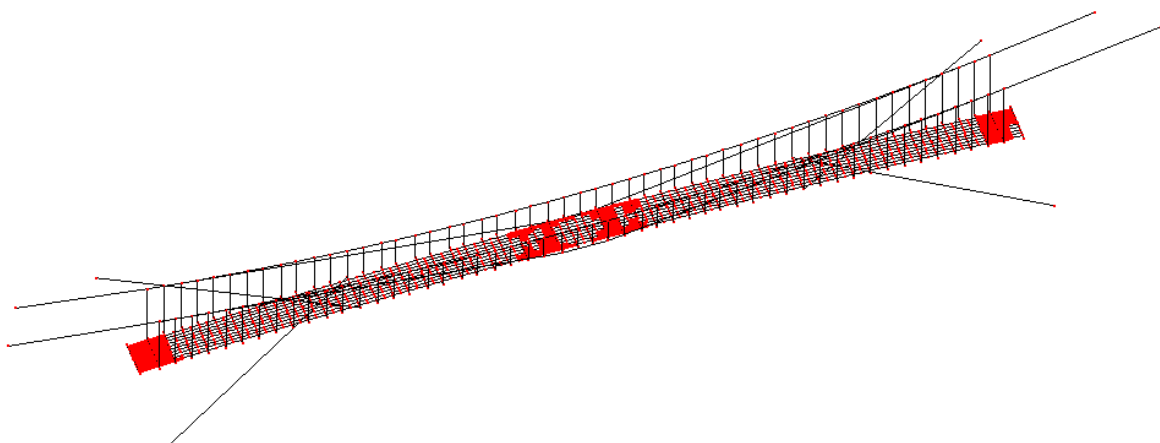


Figura 5.36 – Tábuas que não verificam as condições regulamentares (estrutura reforçada).

No entanto, e por comparação das figuras 5.35 e 5.36, conclui-se que o ganho de resistência obtido pelo aumento de secção não foi o desejado já que continuavam a existir elementos que não verificavam as condições de segurança regulamentares. Contudo,

defende-se a execução de furacão ovalizada na direcção longitudinal da ponte nas tábuas e guardas, o que reduz a tensão actuante naqueles elementos para níveis aceitáveis.

No quadro 5.25 apresentam-se os deslocamentos máximos para quatro situações de carga consideradas no cálculo da estrutura reforçada.

Quadro 5.28 – Deslocamentos máximos para alguns carregamentos considerados.

<b>Carregamento</b>	<b>Uz (cm)</b>
Peso Próprio	17,88
Sobrecarga	75,92
Estado Limite de Utilização	41,92

Verificou-se um ligeiro aumento dos deslocamentos obtidos, relativamente à situação existente (quadro 5.20). Esta diferença deveu-se, essencialmente, ao facto da rigidez dos novos cabos ser inferior à dos existentes.

Analizou-se a contribuição dos tirantes como factor de redução do deslocamento vertical máximo do tabuleiro. Com esse objectivo o cálculo foi repetido sem a consideração daqueles elementos, tendo-se obtido uma flecha de 53,52cm para o estado limite de utilização. Este resultado confirma a eficácia dos tirantes na redução da deformação da estrutura, já que diminui em mais de 20% o deslocamento vertical máximo.

#### **5.5.4 Outras Considerações do Projecto**

Neste ponto apresentam-se alguns elementos relacionados com a solução de reforço proposta sem, no entanto, se entrar no detalhe do projecto. Esta não contemplou grandes alterações relativamente à estrutura original: a secção transversal não foi alterada substancialmente, havendo apenas necessidade de se efectuar alguns ajustes na dimensão das secções de modo a que os diferentes elementos verificassem as condições de carga impostas pelo estado limite último.

No caso dos barrotos sujeitos a esforços complementares resultantes da acção dos tirantes, sugere-se a colocação pontual de chapas de reforço à flexão e ao esforço transversal, conforme se apresenta na figura 5.37 (Costa *et al.*, 2005-c).

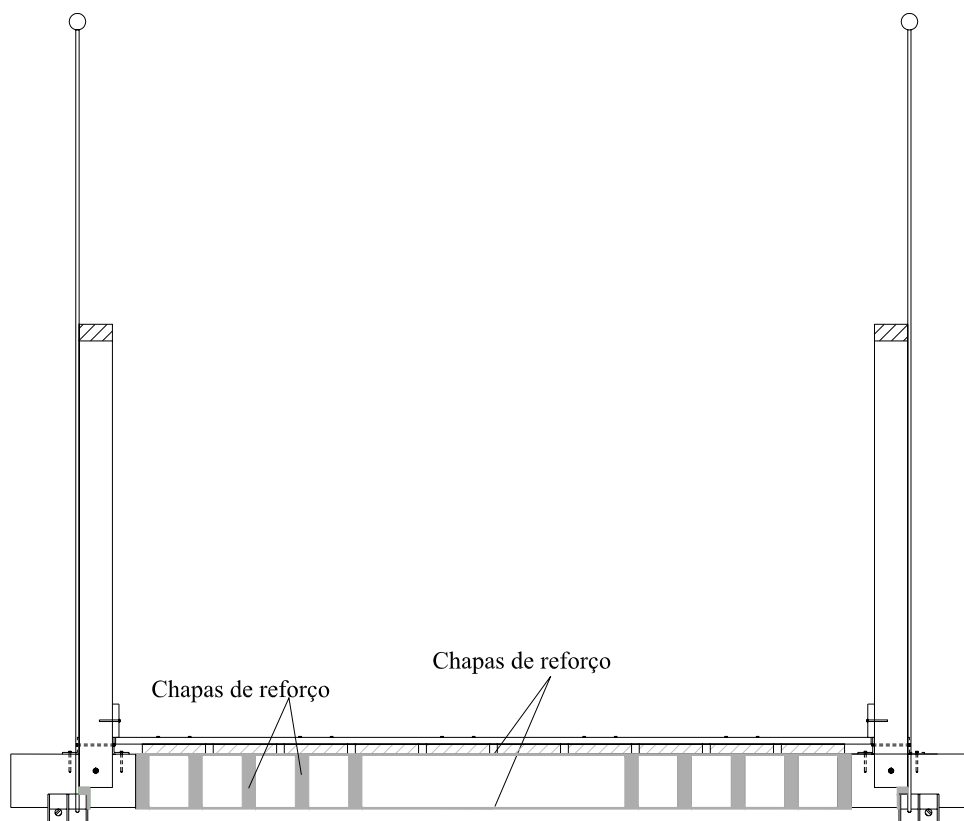


Figura 5.37 – Secção transversal na zona de passagem dos tirantes sob o pavimento.

Na figura 5.38 apresenta-se uma vista em alçado na zona central da estrutura.

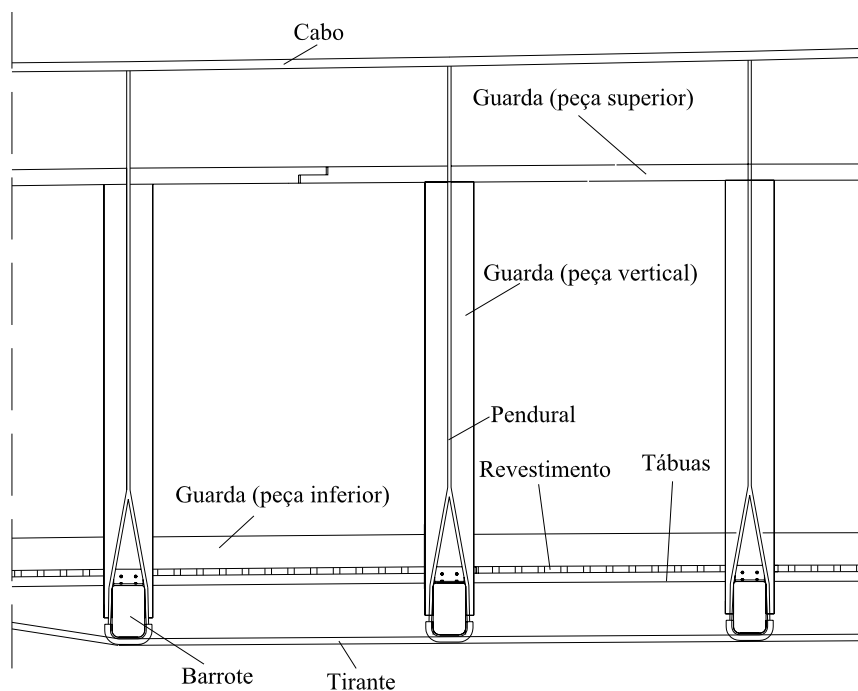


Figura 5.38 – Vista em alçado da zona de passagem dos tirantes sob o pavimento.

Nas figuras 5.39 e 5.40 podem ver-se dois pormenores da mesma zona.

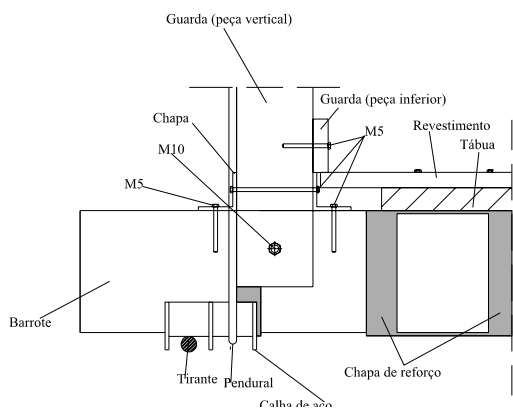


Figura 5.39 – Pormenor da zona de passagem dos tirantes sob o pavimento (secção transversal).

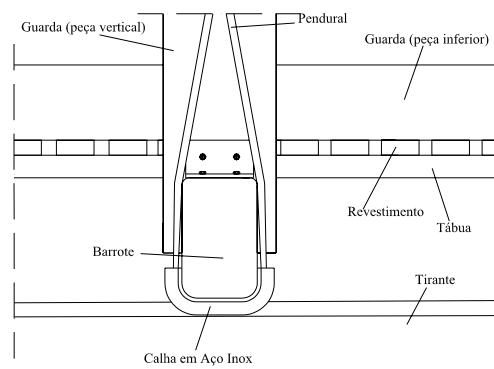


Figura 5.40 – Pormenor da zona de passagem dos tirantes sob o pavimento (alçado).



Para assegurar uma amarração eficaz dos cabos e tirantes, propôs-se a execução de um maciço de amarração, devidamente ancorado de modo a promover uma eficaz transmissão de esforços ao terreno. Na figura 5.41 apresenta-se um esquema do maciço preconizado.

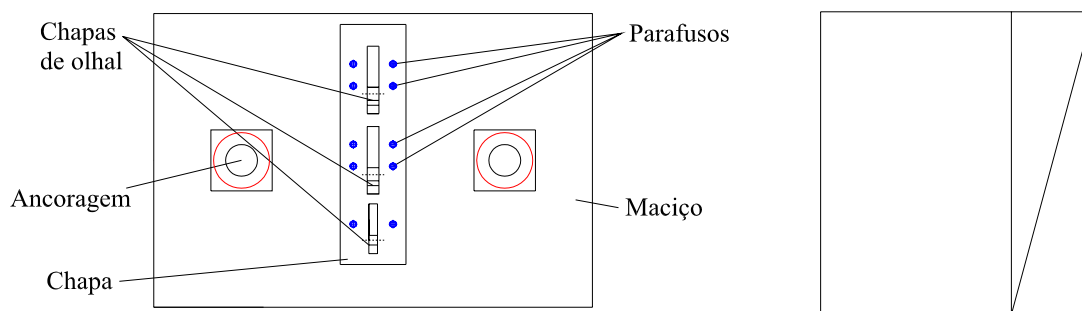


Figura 5.41 – Alçado frontal (à esquerda) e alçado lateral (à direita).

O dimensionamento do maciço foi efectuado com recurso ao método das escoras e tirantes. Para tal foi necessário conhecer com rigor a disposição dos sistemas de amarração utilizados. Na figura 5.42 apresenta-se a solução preconizada que garante a eficaz transmissão de esforços dos cabos para o maciço.

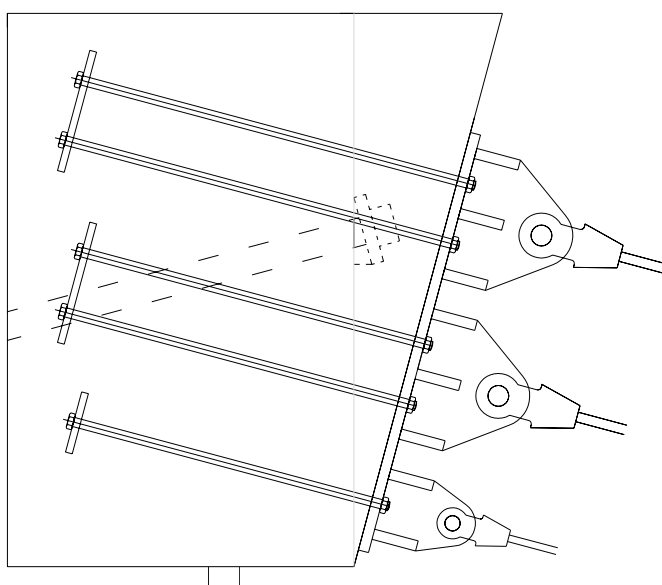


Figura 5.42 – Vista em alçado (à direita) da solução preconizada.

Apresenta-se na figura 5.43 o sistema de reforço dinâmico a colocar em cada alçado da ponte e que se pretende que funcione nas condições de RDA (figura 5.29).

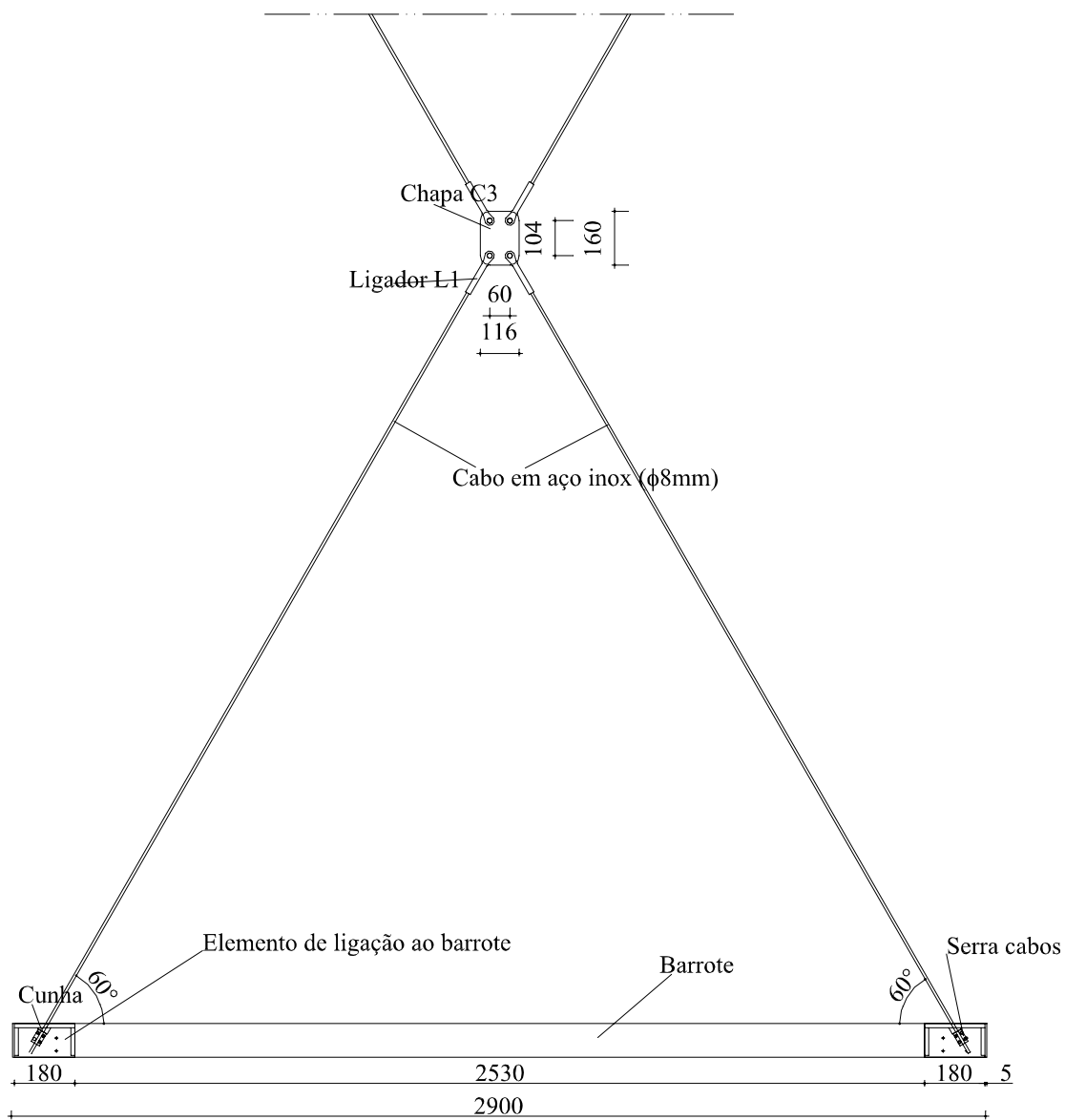


Figura 5.43 – Vista inferior do sistema de reforço dinâmico (RDA).

Nas figuras 5.44 e 5.45 observa-se um esquema da estrutura completa, em planta e em alçado.

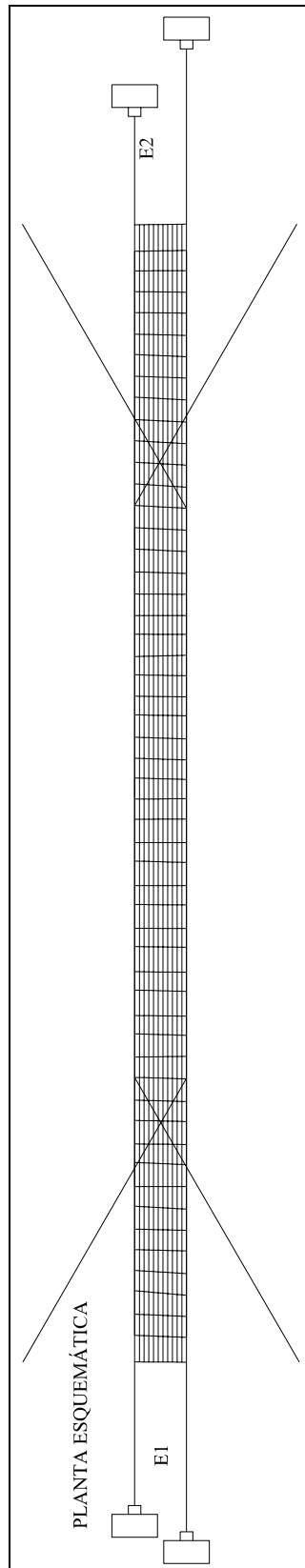


Figura 5.44 – Vista da estrutura em planta.

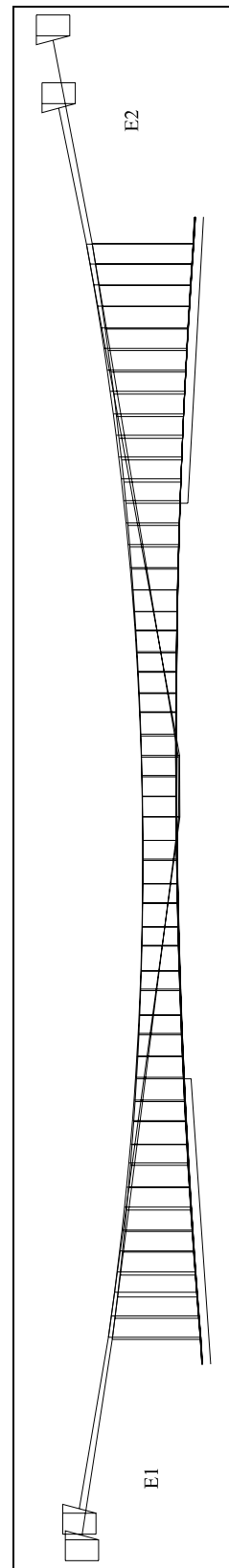


Figura 5.45 – Vista da estrutura em alçado.

Nas figuras 5.46 a 5.50 apresenta-se o aspecto final da estrutura num modelo a três dimensões.

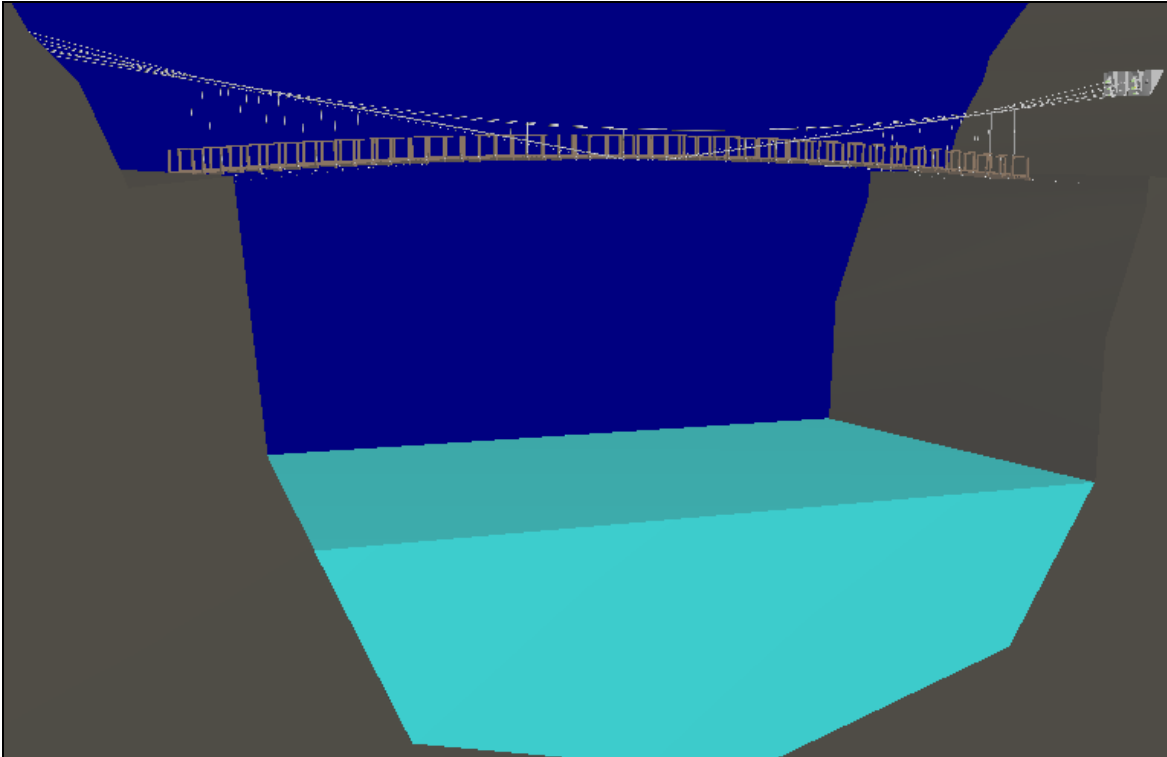


Figura 5.46 – Vista em perspectiva da estrutura proposta.

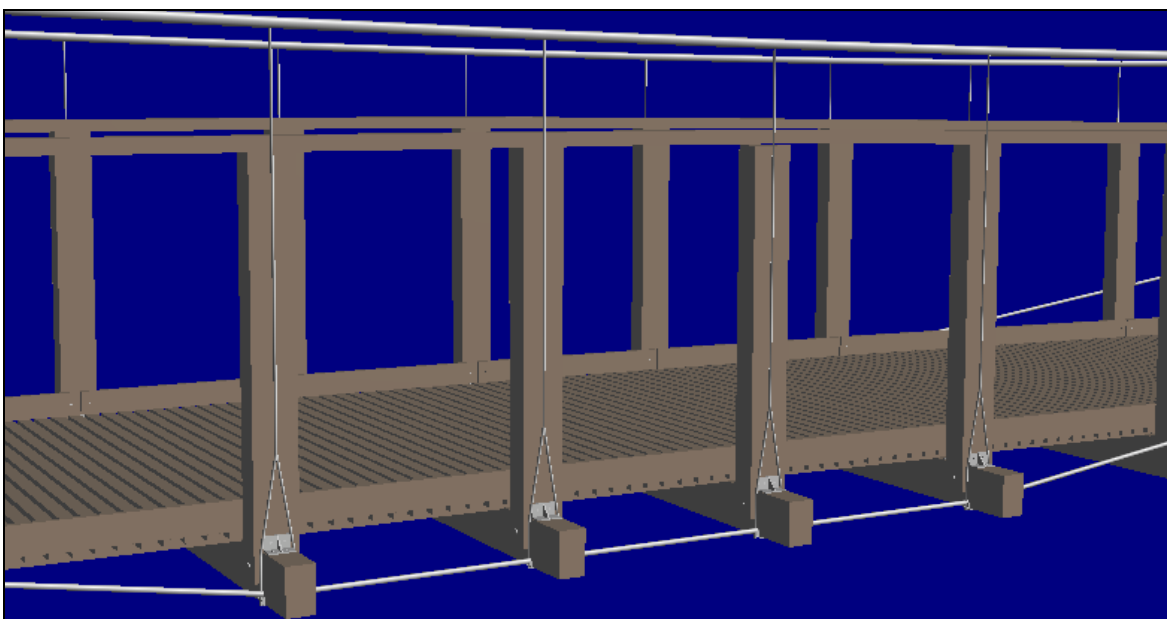


Figura 5.47 – Vista em alçado na zona central do pavimento.



Figura 5.48 – Vista desde um dos encontros.

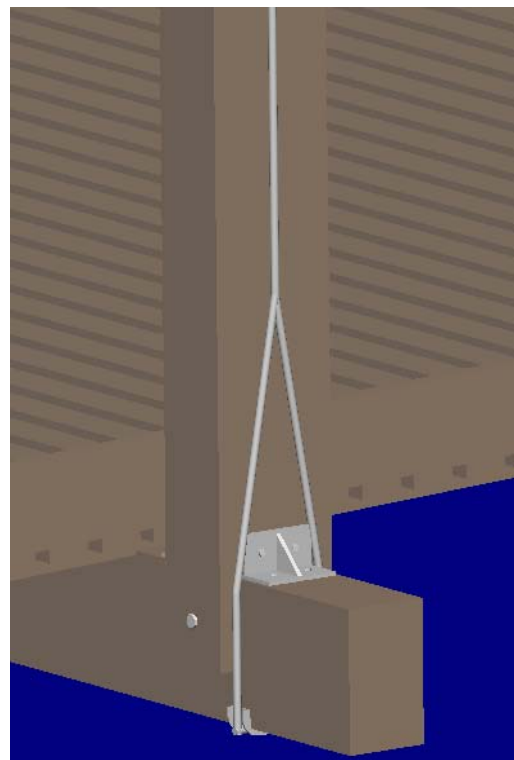


Figura 5.49 – Pormenor da ligação guarda/barrote.

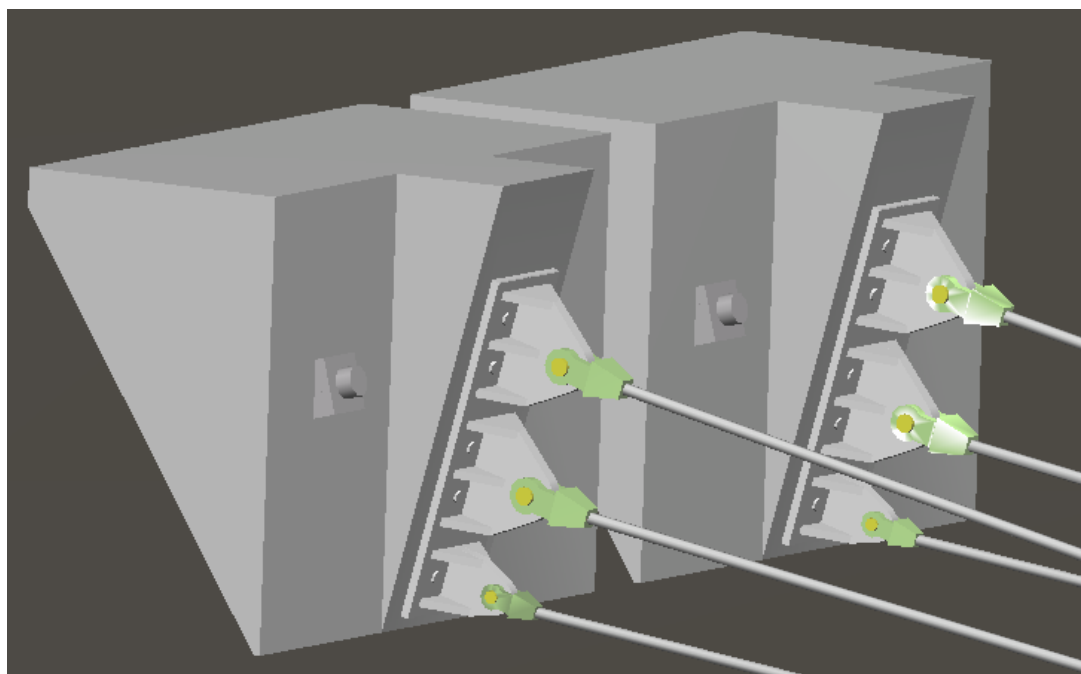


Figura 5.50 – Maciços de amarração dos cabos.



## **CAPÍTULO 6**

### **CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

#### **6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Este ponto sintetiza o estudo de estruturas com características muito particulares, designadas na literatura por pontes de arame. Embora esta designação sugira estruturas frágeis o facto é que marcaram um período importante na evolução das pontes suspensas.

Para se perceber a sua importância começou-se por estudar a sua origem, alegadamente em Filadélfia (E.U.A.) no ano de 1816. Tentou-se compreender como evoluiu a construção deste tipo de estruturas durante o século XIX, tendo-se identificado dois períodos distintos: a primeira metade do século, dominada pela Europa e a segunda, dominada pelos E.U.A., em particular devido à expansão dos caminhos-de-ferro para Oeste.

Em Portugal identificaram-se onze pontes de arame, embora apenas quatro se encontrem activas. Apesar da pesquisa efectuada ter tido um âmbito Nacional, apenas se teve conhecimento de estruturas implantadas na região Norte de Portugal Continental, mais concretamente nos concelhos de: Amarante, Boticas, Cabeceiras de Basto, Celorico de Basto, Porto, Ribeira de Pena, V. N. Gaia, Vila Pouca de Aguiar, Vila Real, Vinhais, Viseu. Suspeita-se da existência de mais estruturas do género, deixando-se por isso em aberto a possibilidade deste levantamento ser complementado no futuro.

A partir do Capítulo 3 deu-se maior ênfase a uma estrutura conhecida na região por “Ponte de Arame”, que liga as freguesias de Arnóia (concelho de Celorico de Basto) e Rebordelo (concelho de Amarante). Fez-se uma síntese histórica, tão profunda quanto a escassez dos elementos encontrados o permitiu, e efectuiu-se o levantamento pormenorizado da estrutura existente através de um conjunto de inspecções que permitiram

também a identificação das anomalias que afectavam o seu bom desempenho: falta de elementos no pavimento, degradação dos elementos de madeira, corrosão dos arames e colonização biológica. Para cada uma destas anomalias localizou-se a sua área de actuação, apontaram-se possíveis causas para a sua ocorrência e forneceram-se linhas orientadoras com vista à sua reparação e prevenção, tendo-se em última análise concluído que a ponte não reunia as condições de segurança mínimas para a sua utilização.

No Capítulo 4 foram caracterizados os materiais existentes na “Ponte de Arame”, trabalho que envolveu especialistas de diferentes áreas. No que diz respeito às madeiras e depois de identificada a espécie como sendo Eucalipto apenas se determinou a sua massa volúmica de modo a perceber se o seu valor estaria longe do referido na bibliografia consultada. A caracterização dos aços foi mais completa já que se pretendia reaproveitar os elementos existentes. Efectuaram-se ensaios de tracção e observações ao ME e ao MEV. Foi assim possível determinar as principais propriedades mecânicas do aço que constitui os arames, o nível de corrosão que os afectava e o tipo de revestimentos utilizados na sua protecção. Obteve-se um módulo de elasticidade de 171GPa e uma tensão resistente característica de 309MPa. Concluiu-se que se tratava de um aço dúctil e determinou-se o nível de corrosão dos arames que se admitiu ser de 20% da secção útil. Verificou-se a existência de dois revestimentos de protecção: o mais interno num composto à base de zinco e o mais superficial consistia numa pintura polimérica.

No capítulo 5 apresentou-se o estudo de viabilidade estrutural da ponte que permitiu concluir que teria que ser reforçada de modo a cumprir o disposto nos regulamentos, mais precisamente no RSA (Capítulo X). Estudou-se o reforço a dar à estrutura que passa pela inclusão de cabos de reforço paralelos aos existentes e ligados a um maciço de betão armado convenientemente ancorado ao terreno. Relativamente aos elementos de madeira, depois de verificada a incapacidade para a sua reutilização, apontou-se uma solução alternativa com uma espécie de grande durabilidade natural, o IPE.

Tendo em conta que os problemas mais antigos e frequentes que ocorrem em pontes suspensas se prendem com aspectos de natureza dinâmica, apontou-se uma solução que visa a atenuação destes efeitos, materializada num sistema de tirantes horizontais sob o pavimento. Procurou-se precaver a ocorrência de fenómenos como a excitação lateral sincrónica.

A solução final apresentada teve em conta não só aspectos de segurança, mas também de durabilidade da ponte a longo prazo de modo a limitar os custos em manutenção.



## 6.2 SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Uma tarefa que deve ser realizada no futuro é a identificação modal, que não foi possível para este trabalho. Desta forma conseguir-se-á uma caracterização mais completa da estrutura em termos dinâmicos tornando possível o estudo de soluções complementares de atenuação de efeitos dinâmicos (sistemas de amortecimento), compatíveis com o tipo de estrutura analisada que, por não ser comum, não se encontram muito estudados.

Outro ponto que pode ser desenvolvido no futuro é o levantamento de mais pontes de arame em Portugal. Todas as estruturas identificadas devem ser adicionadas ao levantamento já existente de modo a completá-lo. Este é o primeiro passo a dar com vista à reabilitação dessas estruturas que, conforme se concluiu no Capítulo 2, urge em alguns casos. Saliente-se ainda que, para além dos aspectos patrimoniais apresentado anteriormente, este tipo de estruturas tem também um elevado valor ecológico por envolverem um recurso renovável, como é o caso da madeira.

Apesar da caracterização de materiais ter sido bastante desenvolvida, a verdade é que se poderiam aliar outro tipo de conhecimentos a esta tarefa. Salienta-se o campo das nanotecnologias que poderia permitir estabelecer relações entre as propriedades nanométricas dos materiais com as suas características, entre as quais de durabilidade. Como consequência da melhor compreensão dos materiais, ao nível da nano escala, poder-se-ão desenvolver novos materiais ou melhorar outros já existentes. Refira-se que este é um dos temas que consta das principais apostas de investigação da União Europeia, tendo sido incluído no sexto programa-quadro com uma verba disponível de 1300 milhões de euros!



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### A

(AMP, 2005) “Gravura do Porto com a Ponte Pênsil” – Grande Área Metropolitana do Porto; <http://www.amp.pt>.

(Appleton, 2004) Appleton, J. – "Reabilitar Estruturas de Alvenaria e Madeiras" – "Arte & Construção"; Novembro de 2004.

(Ardécole, 2005) “Le Pont Suspendu de Tournon” – Inspection Académique Ardèche; <http://www.ardecol.ac-grenoble.fr/index.htm> ; (2/03/2005).

(Armisen, 2000) Armisen, J. M. – "Puentes" – Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos; Canales y Puertos; Madrid; 2000.

(Art et Histoire, 2005) “Histoire Détaillée des Pons au XIX<sup>ème</sup> Siècle”– <http://www.art-et-histoire.com>; (08/2005).

### B

(Bachmann *et al.*, 1987) Bachmann, H; Ammann, W. – "Vibrations in Structures Induced by Man and Machines" – Structural Engineering Document 3<sup>e</sup>; International Association for Bridges and Structural Engineering (IABSE); ch2; 1987.

(Belém, 2005) Belém, J. – “Viver num deserto cinza” – Diário de Notícias; 15/08/2005.

(Braga, 2005) Braga T. – "Cronologia do Uso dos Metais" – Metálica Jornal; <http://www.metlica.com.br>; (27/11/2005).

(Branco, 1985) Branco, C. M. – "Mecânica dos Materiais" – Fundação Calouste Gulbenkian; Lisboa; 1985.

(Brandt, 2005) Brandt, D. – “A Tour of the Big 10” – The Natural Arch and Bridge Society; <http://www.naturalarches.org>; (02/12/2005).

(Bridgemeister, 2005) Bridgemeister – <http://www.Bridgemeister.com>; (17/10/2005).

## **C**

(Callister Jr., 2002) Callister Jr., W. D. – "Ciência e Engenharia de materiais: Uma introdução" – LTC editora; 5ª Edição; Rio de Janeiro; 2002.

(Costa *et. al.*, 2005-a) Costa, A.; Guedes, J.; Paupério, E.; Miranda, L. – “Relatório de Inspeção da Ponte de Arame”; FEUP; 2005.

(Costa *et. al.*, 2005-b) Costa, A.; Guedes, J.; Miranda, L. – “Medidas de Reabilitação e Reforço – Ponte de Arame”; FEUP; 2005.

(Costa *et. al.*, 2005-c) Costa, A.; Guedes, J.; Miranda, L. – “Projecto de Reabilitação e Reforço da Ponte de Arame”; FEUP; 2005.

(Coutinho, 1988) Coutinho, A. de Sousa – "Fabrico e Propriedades do Betão" – Laboratório Nacional de Engenharia Civil; Lisboa; 1988.

(Coutinho, 1999) Coutinho, Joana S. – "Materiais de Construção 1 – Madeiras" – Apontamentos da Disciplina de Materiais de Construção I; 1999.

(Cruz, 2004) Cruz, P.; Branco, J.; – "Construir em Madeira" – "Arte & Construção"; Novembro 2004.

## **D**

(DGEMN, 2000) “Carta de Cracóvia 2000 – Princípios para a Conservação e Restauro do Património Construído” – Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais; 2000.

(Dufour, 1824) Dufour, G. H. – “Description du Pont Suspendu en Fil de Fer, Construit a Genève”; Geneva; 1824.

## **F**

(FEUP, 2005) “Ponte Pênsil” – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; <http://www.fe.up.pt>; (29/11/2005).

(Fitzpatrick, 2001) Fitzpatrick, T.; Dallard, P.; Bourva, S.; Low, A.; Smith, R.; Willford, M. – "Linking London: The Millennium Bridge" – Royal Academy of Engineering; 2001.

## **G**

(Graf, 2002) GRAF, B. – “Bridges that Changed the world” – Prestel publishing; 2002.

(Guinard, 2001) Guinard, D.; – "Mise en oeuvre du bois" – "L'atlas du bois" ; Paris ; Editions de Monza; 2001.

## **H**

(Hernández-Ros, 2005) Hernández-Ros, R. A. – "Funiculares" – Cuadernos del Instituto Juan de Herrera - Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid; 2005.

(HSBA, 2005) Honshu-Shikoku Bridge Authority; <http://www.hsba.go.jp>; (5/12/2005).

## **I**

(IBS, 2005) "História da Siderurgia - A Siderurgia no Mundo." – Instituto Brasileiro de Siderurgia; <http://www.ibs.org.br>; (29/11/2005).

(ICOMOS, 2004) “Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do patrimonio arquitectónico” – International Council on Monuments and Sites, 2004.

(ICOMOS, 2005) International Council on Monuments and Sites; <http://www.icomos.org/studies/bridges.htm>; 2005.

(IPPAR, 1996) – “Cartas e Convenções Internacionais” – Instituto Português do Património Arquitectónico e Arqueológico; Lisboa; 1996.

(Irvine, 1974) Irvine, H. M. – “Studies in the statics and dynamics of simple cable systems” – California Institute of technology; Pasadena; California; 1974.

## **K**

(Jones, 2005) – Jones, S. – “Rainbow Bridge” – The Natural Arch Bridge Society – <http://www.naturalarches.org>; 2005.

## **K**

(Kuleuven, 2005) Kuleuven – "Historical Development of Iron and Steel in Bridges" – Katholieke Universiteit Leuven; <http://www.kuleuven.ac.be>; (05/12/2005).

## **M**

(Marques *et al.*, 2005) Marques, M.;Cardoso, J.; Paiva, J.; Ferreira, F.; Fiolhais, C.;Gil, V.; Fonseca, D. – "Ferro" - <http://nautilus.fis.uc.pt>; (29/11/2005).

(Martin, 2001) Martin, X.; – "Saga du bois. Ages et techniques du bois" – "L'atlas du bois"; Paris; Editions de Monza; 2001.

(Martitegui, 2002) Martitegui, F. Arriaga – " Intervención en estructuras de madera" – Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera Y Corcho; 2002.

(MC, 2005) – “Building Bridges” – Nepal Times; <http://www.nepaltimes.com>; (5/12/2005).

## **N**

(Newland, 2003) Newland, D. E. – "Pedestrian Excitation for bridges- Recent Results" – Tenth International Congress on Sound and Vibration; Stockholm; 2003.

## **O**

(Oliveira *et al.*, 2002) Oliveira, J.; Farinha, J.; Matos, J.; Ávila, P.; Rosa, C.; Machado, M.; Daniel, F.; Martins, L.; Leite, M. – “Diagnóstico Ambiental das Principais Áreas Mineiras Degradadas do País” – Boletim de Minas; vol. 39; nº2; Instituto Geológico e Mineiro; Lisboa, 2002.

(Oss, 2005) Oss, Hendrik van – "A Nova Geração de Betões" – Engenharia e Vida; Nº17; Outubro de 2005.

## **P**

(Pannell, 1964) Pannell, J. P. M. – "An illustrate History of Civil Engineering" – Thames and Hudson Ltd.; London; 1964.

(Pauletti, 2003) Pauletti, R. M. – "História, Análise e Projecto das Estruturas Retesadas" – Universidade de São Paulo, São Paulo; 2003.

(Pires, 2005) Pires, António Lopes – “Póvoa Dão” – Boletim Cultural de Viseu e dos Territórios Vizinhos na Região da Beira Alta; 2005

(PortoXXI.com, 2005) Porto XXI.com; <http://www.portoxxi.com>; (05/12/2005 11:33).

## **R**

Reis, B. – “História da Siderurgia no Mundo” – Editoria Metalúrgica; <http://www.infomet.com.br>; (11/12/2005).

(Rodrigues *et al.*, 1998) Rodrigues, J.; Costa, A. C. – "Caracterização Dinâmica de Estruturas de Pontes com Base em Ensaio de Vibrações Ambiente" – Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas; nº 44; 1998.

(Ryan, 2005) Ryan, V. – "The Wood Beam Bridge" – <http://technologystudent.com>; (24/11/2005 15:49).

## S

(Seabra, 1985) Seabra, A. V. – "Metalurgia Geral Metalografia" – Lisboa; LNEC; Lisboa; 1985.

(Shaefer, 1994) Shaefer, R. E. – "History and Development of Fabric Structures" – Atlanta, IASS-ASCE; 1994.

(Seguin, 1824) Seguin, Marc – "Des Ponts en Fil de Fer" – Paris; 1824.

(Soares, 1992) Soares, Pinto – "Aços – Características e tratamentos" – 1992.

(Spasojevic *et al.*, 2002) Spasojevic, A.; Dordjevic, D; Spasojevic, M.; Spasojevic, N. – "Some relevant aspects os footbridges vibrations" – Architecture and Civil Engineering; vol. 2; nº4; 2002.

(Stoyanoff *et al.*, 2003) Stoyanoff, S.; Hunter, M. – "Footbridges: Pedestrian Induced Vibrations" – Technotes; issue no. 15; Rowan Williams Davies & Irwin Inc.; 2003.

## T

(Taylor, 2003) Taylor, D. P. – "Damper Retrofit of the London Millennium Footbridge - A case study in biodynamic Design" – Taylor Devices, Inc.; 2003.



(Teixeira, 1999) Teixeira, L. – “Trilhar a Terra Virgem: A Ponte de Arame” – Jornal de Vilarelho; <http://www.trasosmontes.com>; 1999.

## **W**

(Wagner, 1993) Wagner, R. – “The First Wire Cables Bridges” – 1993.

(Wilbur, 2005) Jay, Eilbur – “Landscape Arch” – The Natural Arch and Bridge Society; <http://www.naturalarches.org>; 2005.



# ANEXOS

## *Do capítulo 3*

Anexo A: *Definição da Geometria da Estrutura*

## *Do capítulo 4*

Anexo B: *Ensaio de Tracção*

Anexo C: *Observações ao Microscópio Electrónico*

Anexo D: *Determinação da Massa Volúmica das Madeiras*

## **ANEXO A**

### **DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA**

#### **A.1 ENQUADRAMENTO**

De modo a definir a geometria da ponte, foram efectuados dois levantamentos distintos mas que se complementam mutuamente:

- Levantamento Manual – foi realizado pelo NCREP-FEUP e consistiu num levantamento que através de uma técnica tradicional;
- Levantamento Manual – foi realizado pelo GATBT e envolveu a utilização de teodelitos.

De seguida descrevem-se os procedimentos adoptados e os resultados obtidos, com o objectivo de definir a geometria da ponte.

#### **A.2 LEVANTAMENTO INSTRUMENTAL**

O levantamento topográfico efectuado pelo GATBT envolveu aparelhos de grande precisão e exactidão, que permitiram a determinação dos pontos que se apresentam nos quadros A.1 a A.4.

Quadro A.1 – Cabo Montante

x (m)	z (m)	Z (m)
-6,914	5,830	112,720
4,367	3,960	110,850
8,467	3,470	110,360
12,620	3,100	109,990
15,818	2,900	109,790
20,054	2,740	109,630
23,011	2,680	109,570
27,162	2,710	109,600
31,249	2,820	109,710
35,159	3,020	109,910
38,148	3,250	110,140
42,425	3,670	110,560
46,591	4,210	111,100
50,612	4,840	111,730
60,123	6,660	113,710

Quadro A.2 – Pavimento Montante

x (m)	z (m)	Z (m)
0,009	0,040	106,930
4,486	0,190	107,080
8,490	0,420	107,310
12,671	0,590	107,480
15,873	0,740	107,630
20,061	0,890	107,780
22,988	1,000	107,890
27,184	1,070	107,960
31,225	1,050	107,940
35,111	1,010	107,900
38,128	0,920	107,810
42,345	0,790	107,680
46,555	0,620	107,510
50,689	0,460	107,350
52,683	0,360	107,250
54,876	0,260	107,150

Quadro A.3 – Cabo Jusante

x (m)	z (m)	Z (m)
-8,180	5,700	112,590
1,174	4,270	111,160
4,268	3,870	110,760
7,340	3,510	110,400
10,484	3,210	110,100
13,641	2,980	109,870
16,646	2,810	109,700
19,965	2,680	109,570
22,995	2,630	109,520
26,216	2,630	109,520
29,053	2,690	109,580
32,105	2,780	109,670
35,095	2,940	109,830
38,075	3,160	110,050
41,203	3,440	110,330
44,328	3,790	110,680
47,501	4,200	111,090
50,670	4,690	111,580
63,375	7,090	113,980

Quadro A.4 – Pavimento Jusante

x (m)	z (m)	Z (m)
0	0	106,890
1,217	0,10	106,990
4,282	0,240	107,130
7,431	0,390	107,280
10,525	0,540	107,430
13,700	0,720	107,610
16,753	0,830	107,720
20,080	0,950	107,840
23,003	1,010	107,900
26,201	1,080	107,970
29,073	1,110	108,00
32,106	1,050	107,940
35,145	1	107,890
38,054	0,930	107,820
41,221	0,820	107,710
44,323	0,720	107,610
47,491	0,620	107,510
50,590	0,450	107,340
54,920	0,220	107,110

Os pontos obtidos foram aproximados a parábolas do 2º grau. Os resultados dessa aproximação apresentam-se nas figuras A.1 e A2.

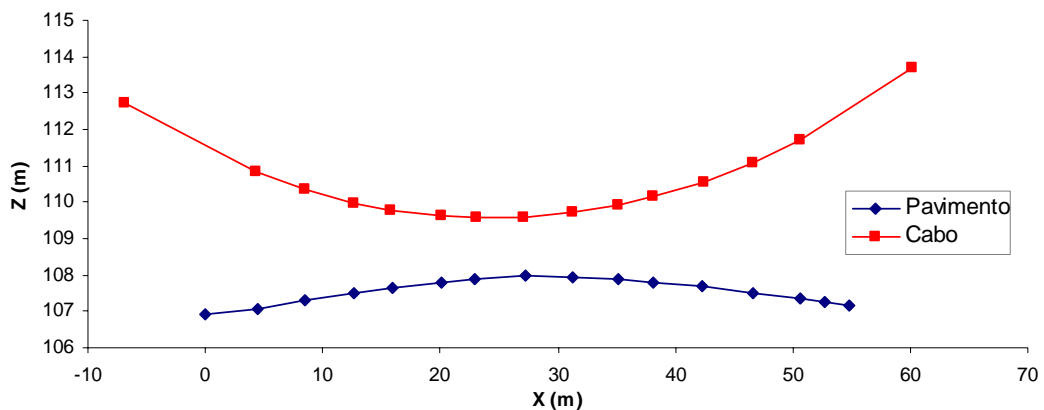


Figura A.1 – Levantamento topográfico – Alçado montante.

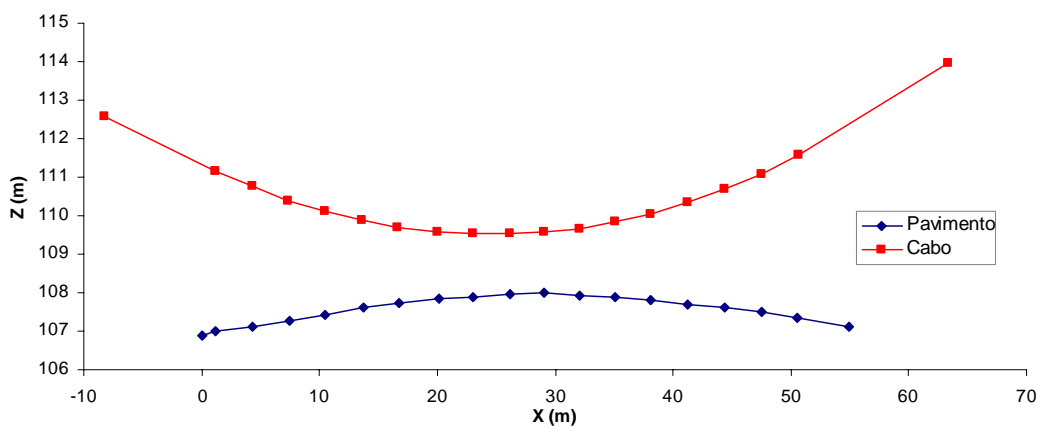


Figura A.2 – Levantamento topográfico – Alçado jusante.

As equações das curvas obtidas pelo ajuste dos pontos a parábolas do 2º grau apresentam-se no quadro A.5.

Quadro A.5- Equações do traçado da ponte (Levantamento Instrumental).

Elemento	Alçado	Levantamento GATBT	
		Equação	r <sup>2</sup>
Cabo	Montante	$y = 3,24 \times 10^{-3} x^2 - 1,58 \times 10^{-1} x + 111,48$	1,00
	Jusante	$y = 3,03 \times 10^{-3} x^2 - 1,49 x + 111,33$	1,00
Pavimento	Montante	$y = -1,31 \times 10^{-3} x^2 + 7,88 \times 10^{-2} x + 106,74$	0,99
	Jusante	$y = -1,27 \times 10^{-3} x^2 + 7,41 \times 10^{-2} x + 106,85$	0,99

### A.3 LEVANTAMENTO MANUAL

Neste levantamento foi utilizada uma mangueira de nível e uma fita métrica. Esta técnica, embora seja antiga e não envolva aparelhagens complexas, fornece bons resultados, conforme se poderá verificar adiante. O encontro Noroeste, por estar inacessível, não foi objecto deste levantamento.

Adoptou-se um procedimento semelhante ao apresentado para a determinação do traçado da ponte com base no levantamento instrumental. Assim, os traçados dos cabos e do pavimento foram aproximados a curvas parabólicas (de grau 2) e o traçado dos tirantes a rectas. Os resultados apresentam-se nas figuras A.3 e A.4.

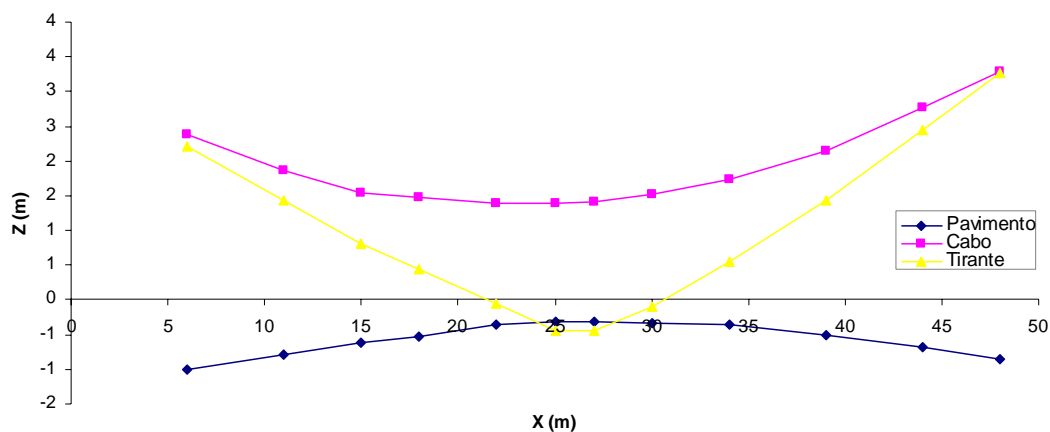


Figura A.3 – Traçado do alçado montante (levantamento manual).

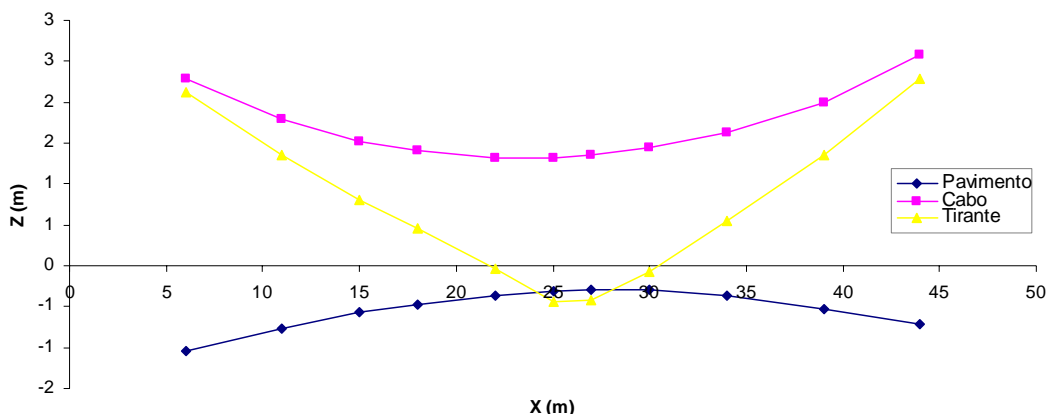


Figura A.4 – Traçado do alçado jusante (levantamento manual).

No quadro A.6 apresentam-se as equações resultantes das aproximações efectuadas ao levantamento manual e respectivos coeficientes de correlação obtidos.

Quadro A.6 – Equações do traçado da ponte (levantamento manual).

Elemento	Alçado	Levantamento NCREP-FEUP	
		Equação	r <sup>2</sup>
Cabo	Montante	$y = 3,25 \times 10^{-3} \cdot x^2 - 1,54 \times 10^{-1} \cdot x + 3,16$	1,00
	Jusante	$y = 3,08 \times 10^{-3} \cdot x^2 - 1,46 \times 10^{-1} \cdot x + 3,04$	1,00
Pavimento	Montante	$y = -1,42 \times 10^{-3} \cdot x^2 + 8,09 \times 10^{-2} \cdot x - 1,48$	0,99
	Jusante	$y = -1,57 \times 10^{-3} \cdot x^2 + 8,75 \times 10^{-2} \cdot x - 1,52$	1,00

Conforme se pode constatar nos dados apresentados no quadro anterior, os coeficientes de correlação obtidos nesta determinação são excelentes, pelo que se conclui que esta técnica fornece bons resultados.

#### A.4 GEOMETRIA ADOPTADA

Para realizar a modelação da estrutura num programa de cálculo automático, foi necessário estimar vários pontos que os levantamentos efectuados não contemplaram. O levantamento manual permitiu conhecer as abcissas de todos os pontos necessários que



contudo, não coincidiam exactamente com as do levantamento instrumental (em menor número). Esta situação ilustra-se na figura A.5.

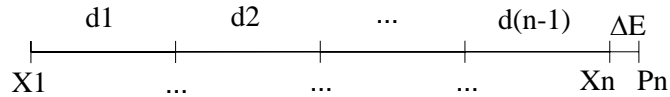


Figura A.5 – Representação do desfasamento entre pontos, no eixo longitudinal da ponte, dos levantamentos instrumental e manual.

Na figura anterior, representa-se o eixo das abcissas, elemento base para a estimativa das restantes dimensões (ao longo dos restantes dois eixos). Considera-se que os pontos X1 e Xn estão correctos (levantamento instrumental). No entanto no intervalo considerado existem outros pontos com interesse para o cálculo da estrutura. As distâncias entre eles foram determinadas através do levantamento manual e totalizavam Xn. No entanto o ponto Xn e Pn (soma das distâncias medidas desde X1) não coincidiam, obtendo-se um erro  $\Delta E$ . Este erro, dividido pelo número de intervalos (n-1), foi incrementado às distâncias parciais de modo a que o ponto Xn obtido correspondesse exactamente ao ponto Pn. A determinação das cotas (eixo oz) foi efectuada através da equação obtida com os pontos do levantamento topográfico.

Os quadros A.7 e A.8 apresentam as coordenadas de todos os pontos considerados na modelação.

Quadro A.7 – Coordenadas finais da ponte (alçado montante).

	x (m)	Cabo	Pavimento
		z (m)	z (m)
Ancoragem	-6,91	112,72	N.D.
X=0	N.D.	N.D.	106,66
Pendural 1	1,30	111,28	106,76
Pendural 2	2,32	111,13	106,83
Pendural 3	3,45	110,97	106,91
Pendural 4	4,43	110,84	106,98
Pendural 5	5,43	110,72	107,04
Pendural 6	6,42	110,60	107,11
Pendural 7	7,53	110,47	107,17
Pendural 8	8,48	110,37	107,23
Pendural 9	9,63	110,26	107,29
Pendural 10	10,53	110,17	107,34
Pendural 11	11,67	110,07	107,40
Pendural 12	12,65	110,00	107,44
Pendural 13	13,74	109,92	107,49
Pendural 14	14,72	109,85	107,53
Pendural 15	15,85	109,78	107,57
Pendural 16	16,73	109,74	107,61
Pendural 17	17,96	109,68	107,65
Pendural 18	18,84	109,65	107,67
Pendural 19	20,06	109,61	107,71
Pendural 20	20,94	109,58	107,73
Pendural 21	22,09	109,56	107,76
Pendural 22	23,00	109,55	107,77
Pendural 23	24,18	109,55	107,79
Pendural 24	25,07	109,55	107,81
Pendural 25	26,20	109,55	107,82
Pendural 26	27,17	109,57	107,83
Pendural 27	28,19	109,59	107,83
Pendural 28	29,15	109,62	107,84
Pendural 29	30,16	109,65	107,84
Pendural 30	31,24	109,69	107,84
Pendural 31	32,14	109,74	107,83
Pendural 32	33,17	109,79	107,83
Pendural 33	34,05	109,84	107,82
Pendural 34	35,13	109,91	107,80
Pendural 35	36,02	109,98	107,79
Pendural 36	37,07	110,06	107,77
Pendural 37	38,14	110,15	107,75
Pendural 38	39,24	110,25	107,73
Pendural 39	40,27	110,35	107,70
Pendural 40	41,34	110,47	107,67
Pendural 41	42,38	110,59	107,64
Pendural 42	43,43	110,71	107,60
Pendural 43	44,47	110,84	107,56
Pendural 44	45,49	110,98	107,52
Pendural 45	46,57	111,13	107,48
Pendural 46	47,58	111,28	107,43
Pendural 47	48,63	111,44	107,38
Pendural 48	49,61	111,59	107,33
Pendural 49	50,65	111,77	107,28
Pendural 50	51,67	111,94	107,22
Pendural 51	52,66	112,12	107,17
Pendural 52	53,61	112,30	107,11
X=54,90	54,90	N.D.	107,03
Ancoragem	60,12	113,71	N.D.

Quadro A.8 – Coordenadas finais da ponte (alçado jusante).

	x (m)	Cabo	Pavimento
		z (m)	z (m)
Ancoragem	-8,18	112,59	N.D.
X=0	N.D.	N.D.	106,77
Pendural 1	1,20	111,16	106,86
Pendural 2	2,21	111,02	106,93
Pendural 3	3,23	110,89	107,00
Pendural 4	4,27	110,75	107,07
Pendural 5	5,37	110,62	107,14
Pendural 6	6,36	110,51	107,19
Pendural 7	7,39	110,40	107,25
Pendural 8	8,47	110,29	107,31
Pendural 9	9,53	110,19	107,36
Pendural 10	10,50	110,11	107,41
Pendural 11	11,61	110,01	107,46
Pendural 12	12,58	109,94	107,50
Pendural 13	13,67	109,87	107,55
Pendural 14	14,76	109,80	107,59
Pendural 15	15,77	109,74	107,63
Pendural 16	16,70	109,69	107,66
Pendural 17	17,89	109,64	107,69
Pendural 18	18,82	109,61	107,72
Pendural 19	20,02	109,57	107,75
Pendural 20	20,93	109,55	107,77
Pendural 21	22,07	109,52	107,79
Pendural 22	23,00	109,51	107,81
Pendural 23	24,12	109,51	107,82
Pendural 24	25,07	109,51	107,83
Pendural 25	26,21	109,51	107,84
Pendural 26	27,20	109,53	107,85
Pendural 27	28,12	109,54	107,85
Pendural 28	29,06	109,57	107,85
Pendural 29	30,07	109,60	107,85
Pendural 30	31,20	109,64	107,85
Pendural 31	32,11	109,68	107,84
Pendural 32	33,12	109,73	107,83
Pendural 33	34,11	109,78	107,82
Pendural 34	35,12	109,84	107,81
Pendural 35	36,03	109,90	107,79
Pendural 36	37,06	109,98	107,77
Pendural 37	38,06	110,05	107,75
Pendural 38	39,12	110,14	107,73
Pendural 39	40,15	110,24	107,70
Pendural 40	41,21	110,34	107,67
Pendural 41	42,22	110,45	107,64
Pendural 42	43,29	110,56	107,60
Pendural 43	44,33	110,68	107,56
Pendural 44	45,37	110,81	107,52
Pendural 45	46,44	110,95	107,47
Pendural 46	47,50	111,09	107,43
Pendural 47	48,52	111,24	107,38
Pendural 48	49,55	111,39	107,32
Pendural 49	50,63	111,56	107,27
Pendural 50	51,63	111,72	107,21
Pendural 51	52,67	111,89	107,15
Pendural 52	53,65	112,06	107,09
X=54,88	54,88	N.D.	107,01
Ancoragem	63,38	113,98	N.D.

Estavam assim reunidos os elementos geométricos necessários para se iniciar o cálculo da estrutura.

## ANEXO B

### ENSAIOS DE TRACÇÃO

No presente anexo apresenta-se alguma informação complementar, relacionada com o ensaio de tracção dos provetes de arame.

Começa-se por apresentar, um dos certificados de um ensaio fornecidos pelo Laboratório de Ensaios Tecnológicos do DEMGI-FEUP, a título de exemplo. Deste constam as características geométricas e mecânicas do provete anteriormente identificadas no Capítulo 4 e cujos significados se apresentam de seguida:

- d- Diâmetro;
- $d_u$ - Diâmetro na rotura;
- $L_0$ -Comprimento de referência;
- $L_u$ - Comprimento final da zona de referência;
- $L_e$ - Comprimento de influência do extensómetro;
- $F_{p0.2}$ -Força de proporcionalidade a 0,2%;
- $F_m$ -Força máxima;
- $S_0$ -Secção inicial do provete;
- $S_u$  - Secção do provete na zona de rotura;
- A - Extensão após rotura ( $A=(L_u-L_0)/L_0 \times 100$ );
- Z- Coeficiente de estricção ( $Z=(S_0-S_u)/S_0 \times 100$ );
- $R_{eL}$ - Tensão de cedência inferior;
- $R_{eH}$ - Tensão de cedência superior;
- $R_{p0.2}$ -Tensão de proporcionalidade a 0,2%;
- $R_m$ - Tensão máxima;
- E- Módulo de elasticidade.

Os parâmetros a e b, indicados nos certificados, não tomam qualquer valor uma vez que se referem a provetes de secção rectangular. Como os provetes utilizados tinham

secção circular apenas se apresenta o seu diâmetro (d). Quanto ao  $R_{eL}$  e ao  $E_{cH}$ , não foram determinados.


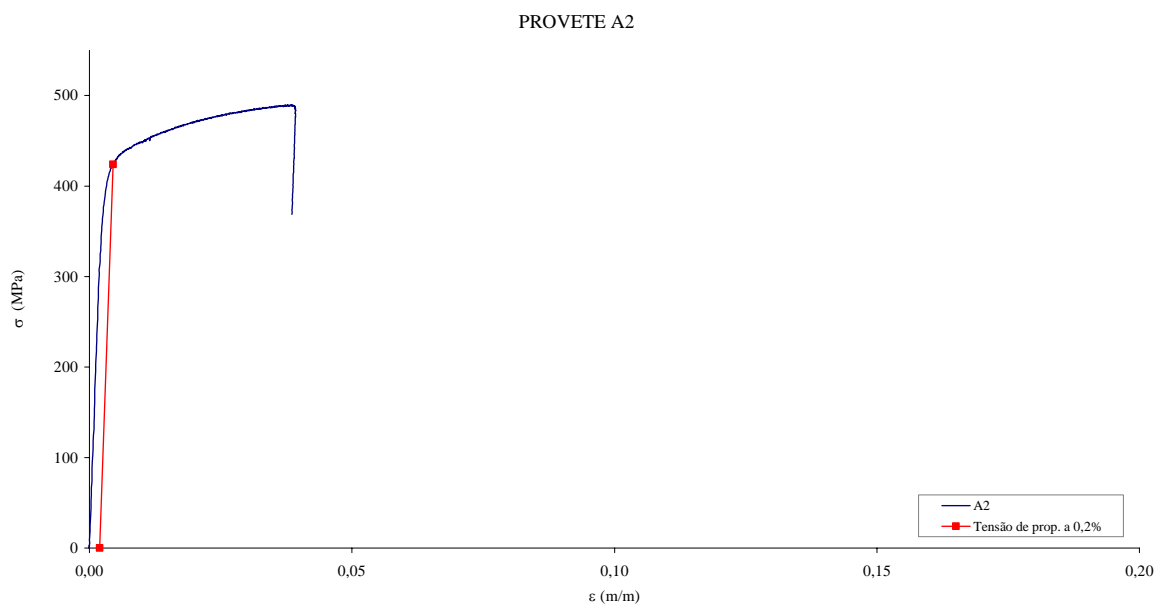
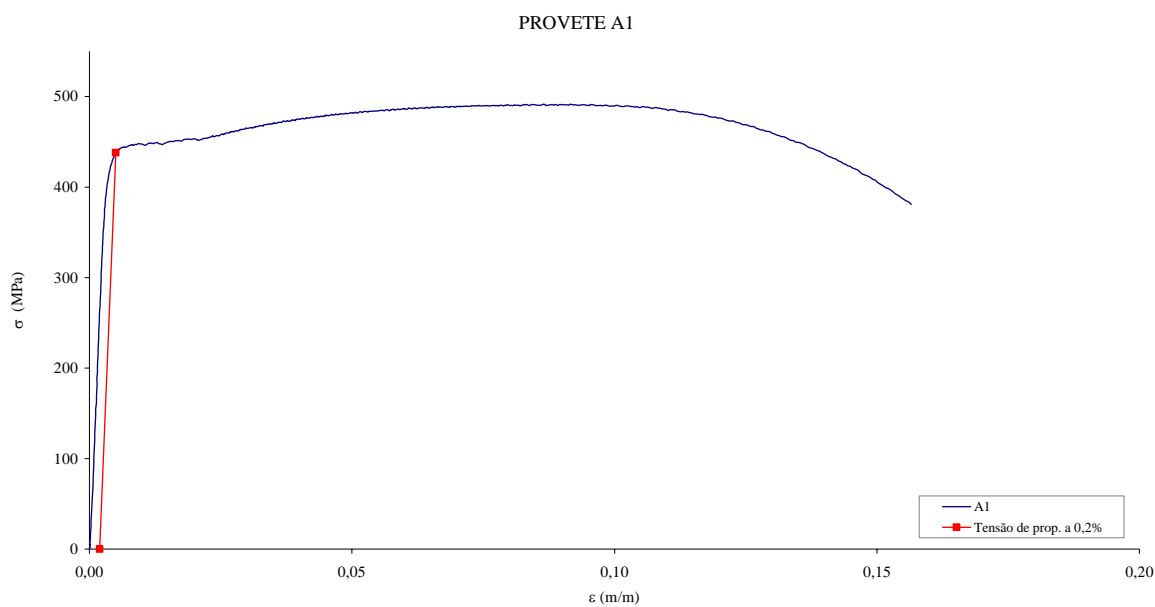
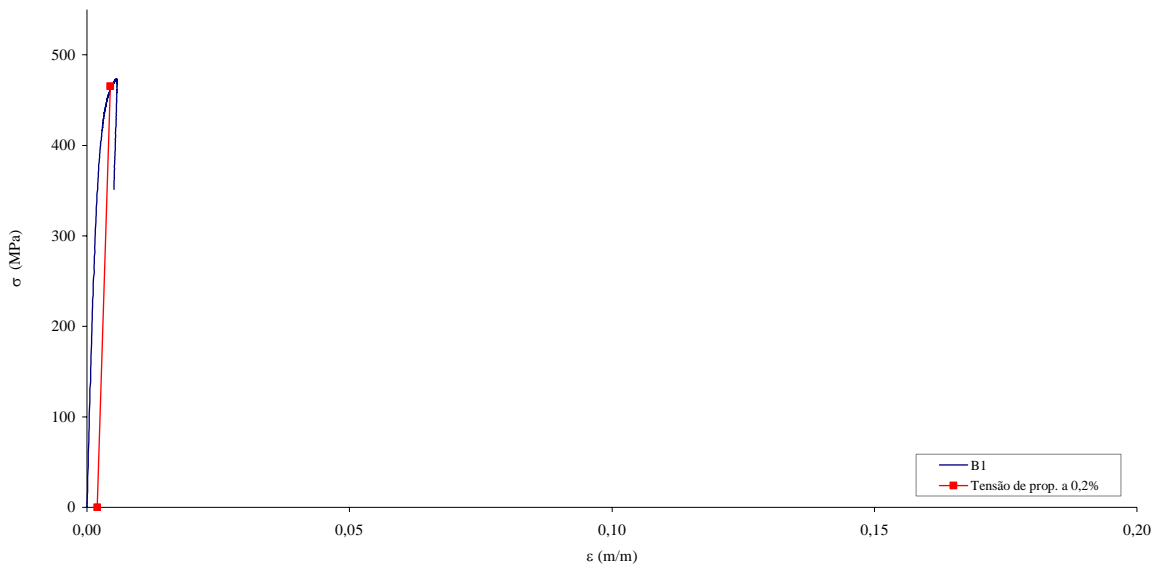
FACULDADE DE ENGENHARIA DEPARTAMENTO DE ENG. MECÂNICA E GESTÃO INDUSTRIAL PORTO	LABORATÓRIO DE ENSAIOS TECNOLÓGICOS	ENSAIO DE TRACÇÃO	Pag. 1/1
CERTIFICADO Nº – ETRA04029 _____			
REQUISITANTE – DEC – Departamento de Engenharia Civil _____ DATA - 2004/10/21 _____			
PEDIDO POR – Eng.º Luís Filipe Miranda _____			
DESTINO – Mestrado _____			
MATERIAL – Liga ferrocarbónica _____		NORMA DE ENSAIO – NP 10002-1 _____	
REFERÊNCIA – A1 _____		NORMA DO PROVETE – NP 10002-1 _____	
<b>VALORES LIDOS</b>		<b>VALORES CALCULADOS</b>	
a =	(mm)	So = 7.55	(mm <sup>2</sup> )
b =	(mm)	Su = 2.55	(mm <sup>2</sup> )
d = 3.1	(mm)	A = 5.6	(%)
du = 1.8	(mm)	Z = 66.2	(%)
Lo = 100	(mm)	ReL =	(N/mm <sup>2</sup> )
Lu = 105.6	(mm)	ReH =	(N/mm <sup>2</sup> )
Le = 25	(mm)	Rp <sub>0.2</sub> =438	(N/mm <sup>2</sup> )
Fp <sub>0.2</sub> =3303	(N)	Rm = 491.5	(N/mm <sup>2</sup> )
Fm = 3710	(N)	E = 143292	(N/mm <sup>2</sup> )
1kgf = 9.81 N			
OBSERVAÇÕES: _____			
_____			
_____			
Ensaio realizado por :			
LET 2004 / 10 / 22			

Figura B.1 – Certificado de um ensaio de tracção.

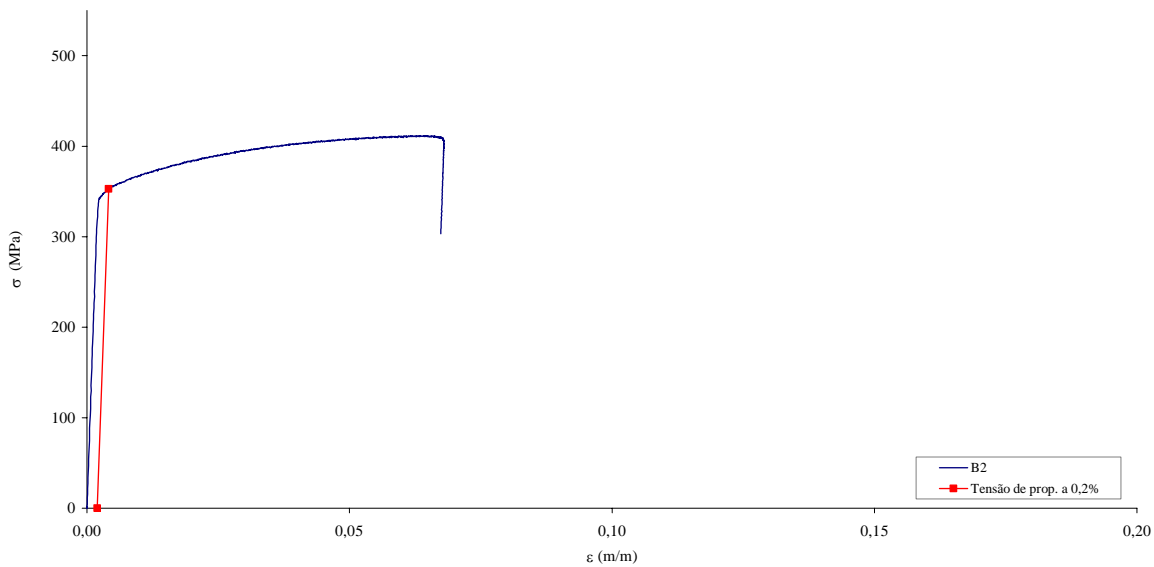
De seguida apresentam-se as curvas tensão-extensão obtidas para os provetes ensaiados.



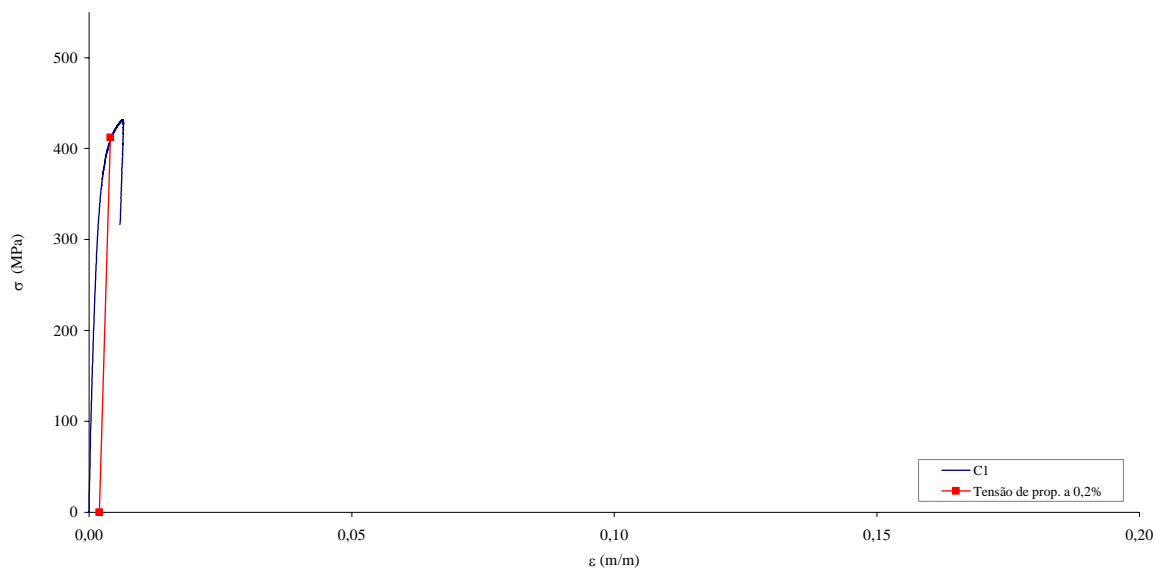
PROVETE B1



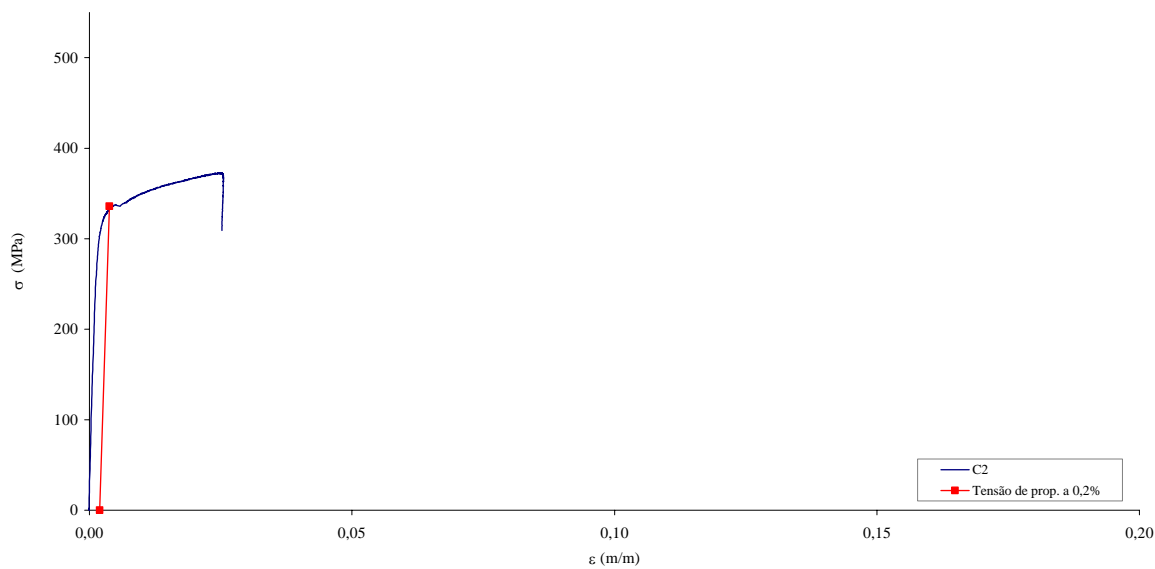
PROVETE B2



PROVETE C1

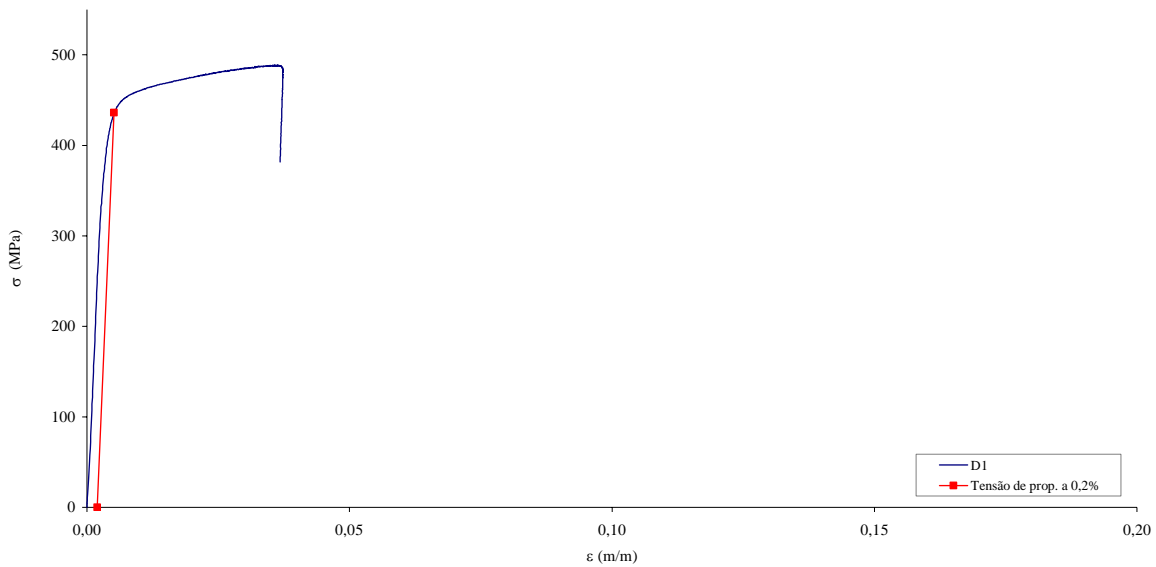


PROVETE C2

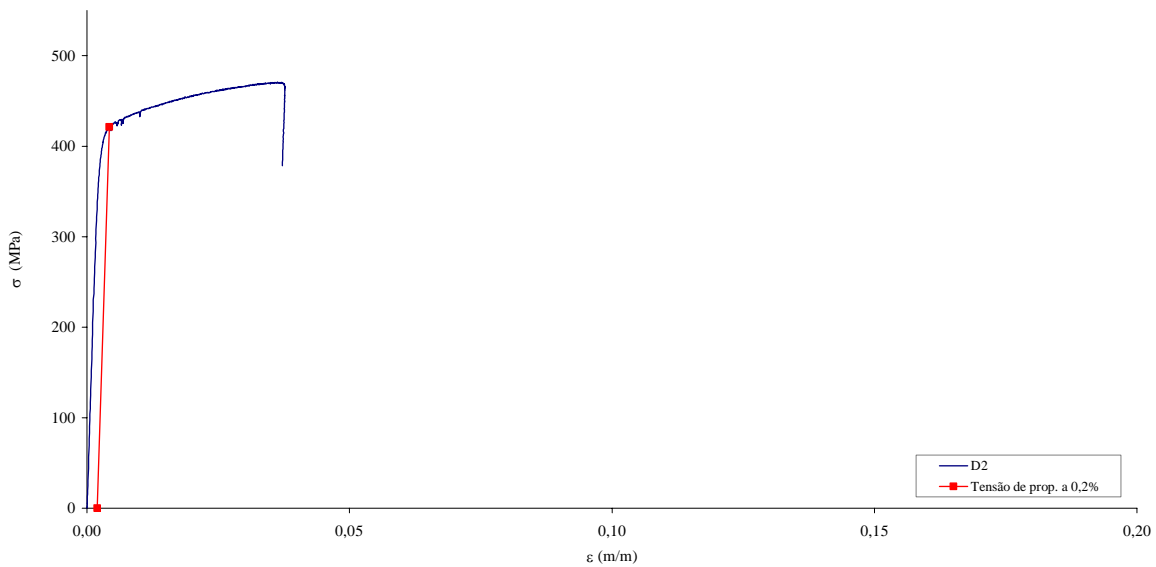




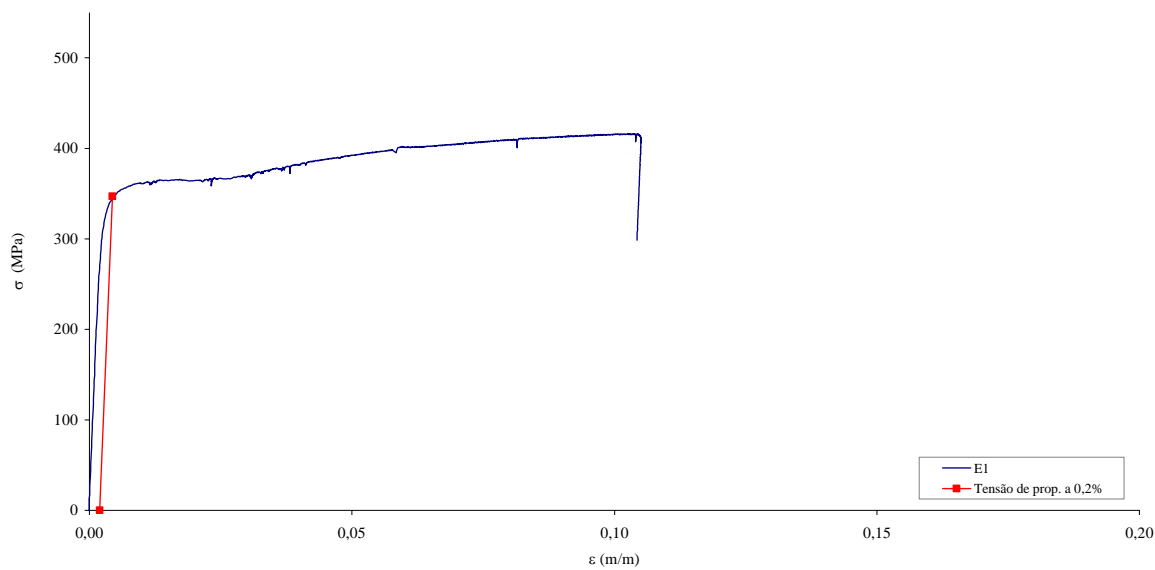
PROVETE D1



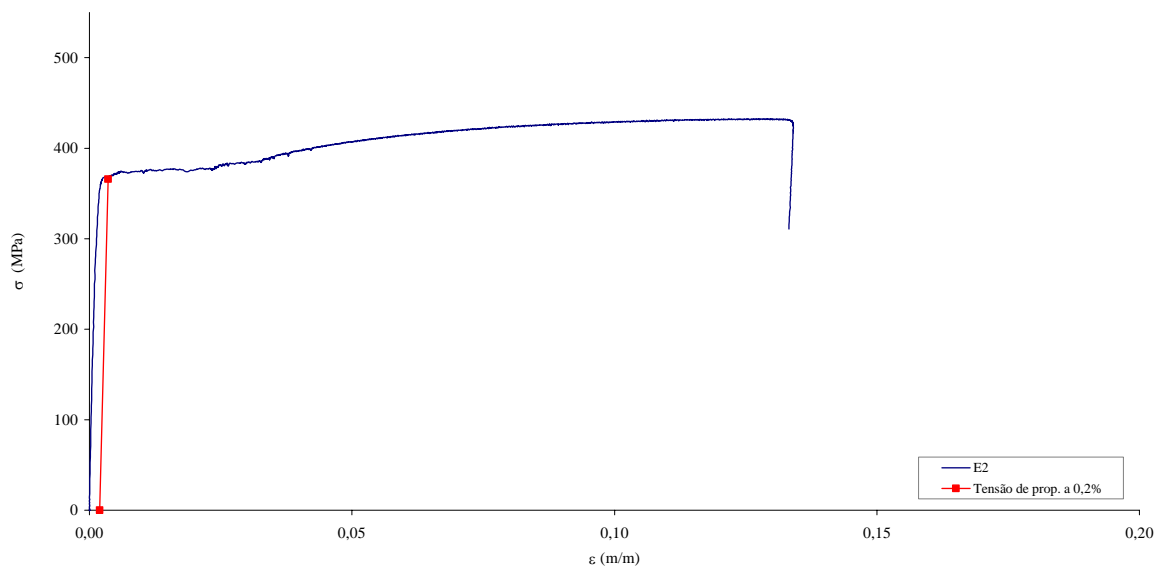
PROVETE D2



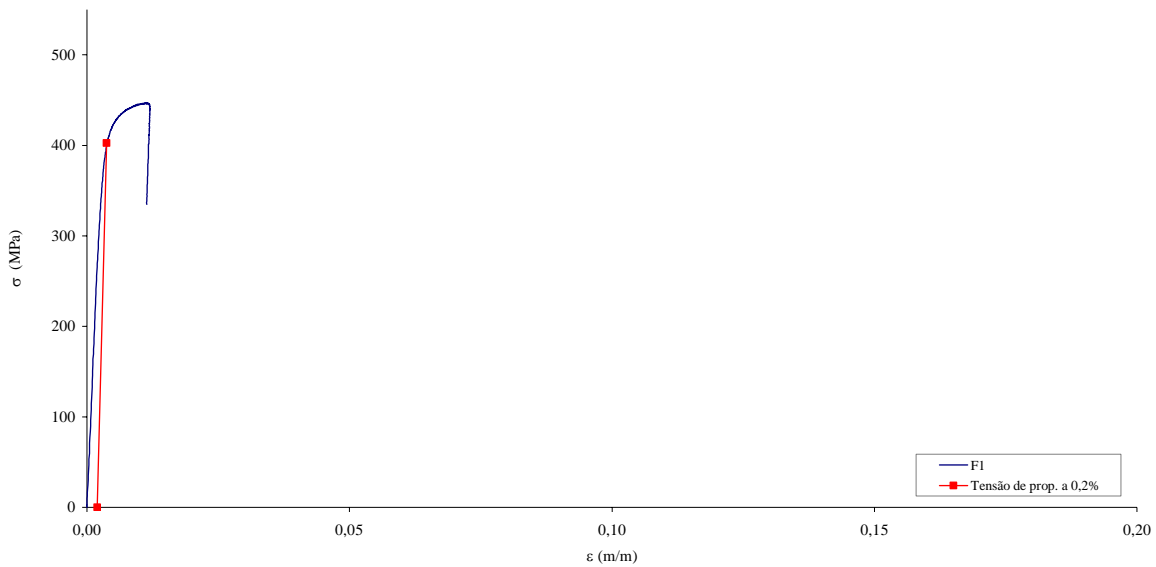
PROVETE E1



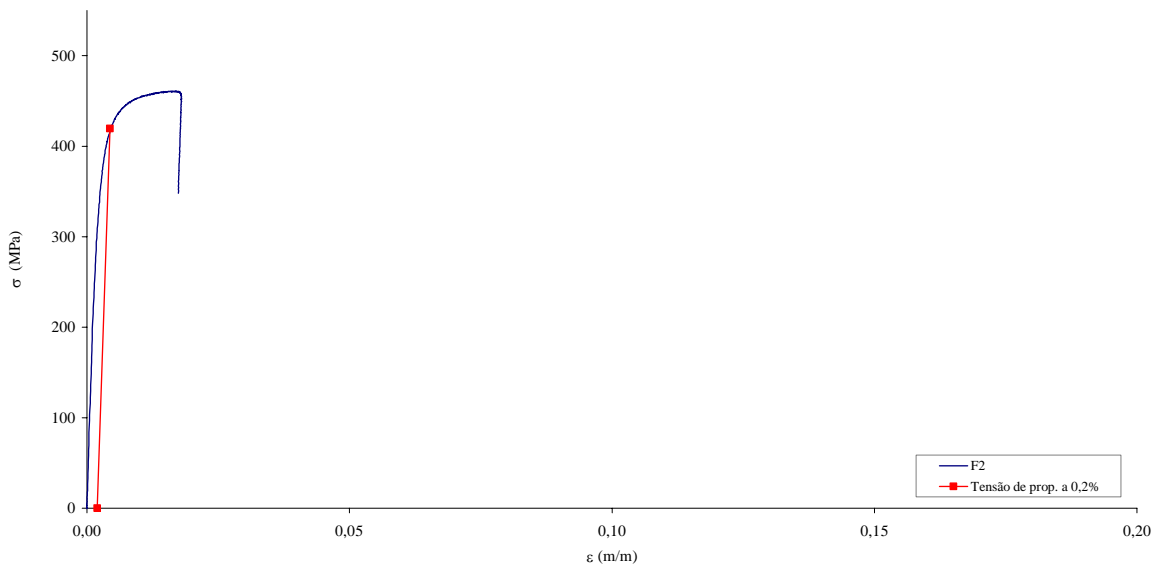
PROVETE E2



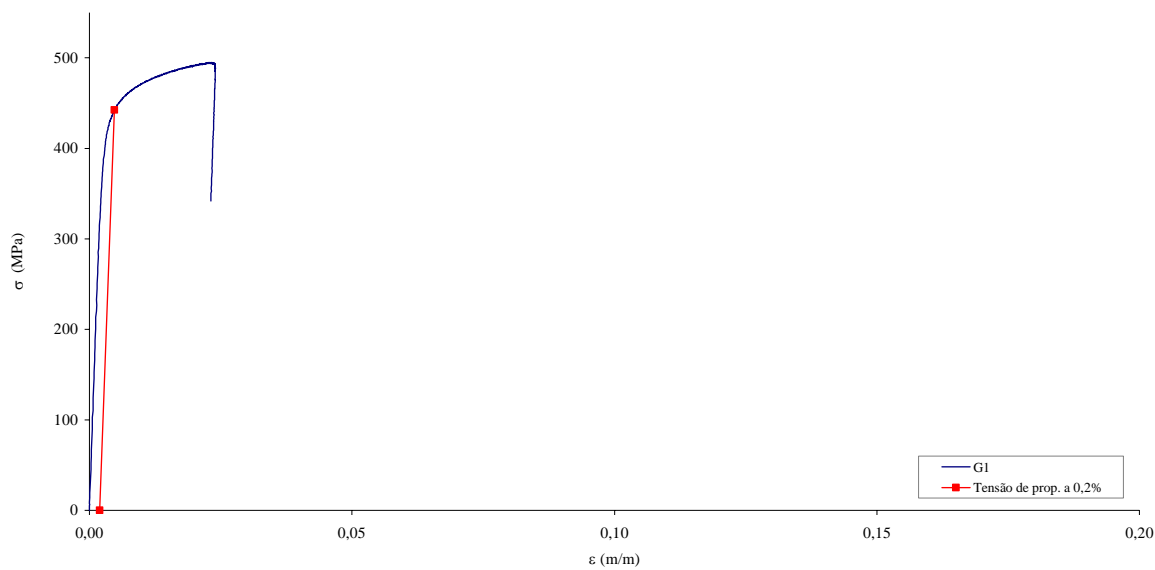
PROVETE F1



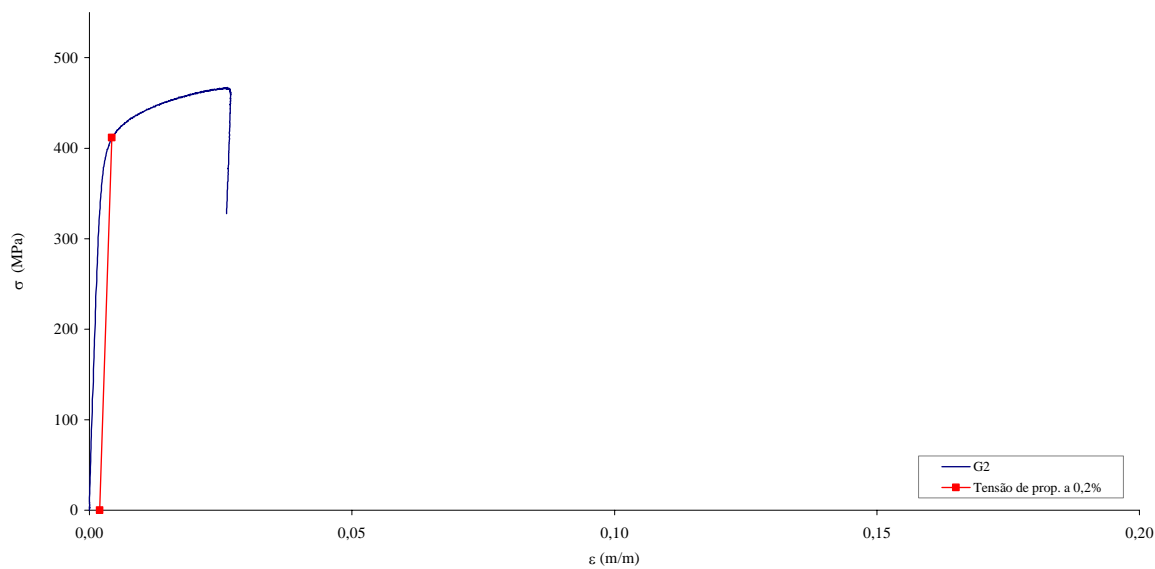
PROVETE F2



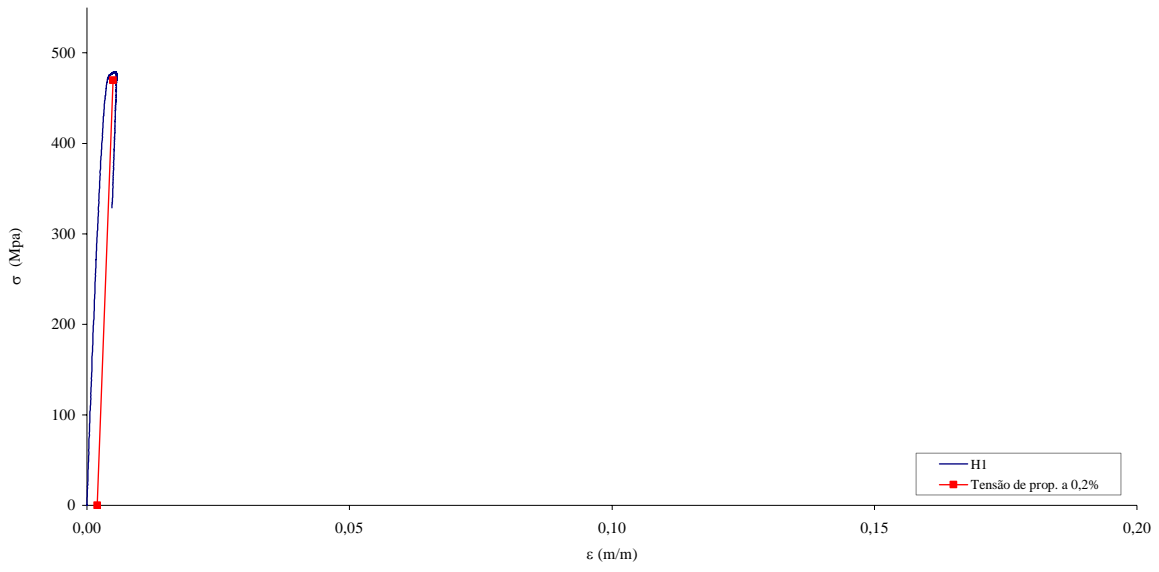
PROVETE G1



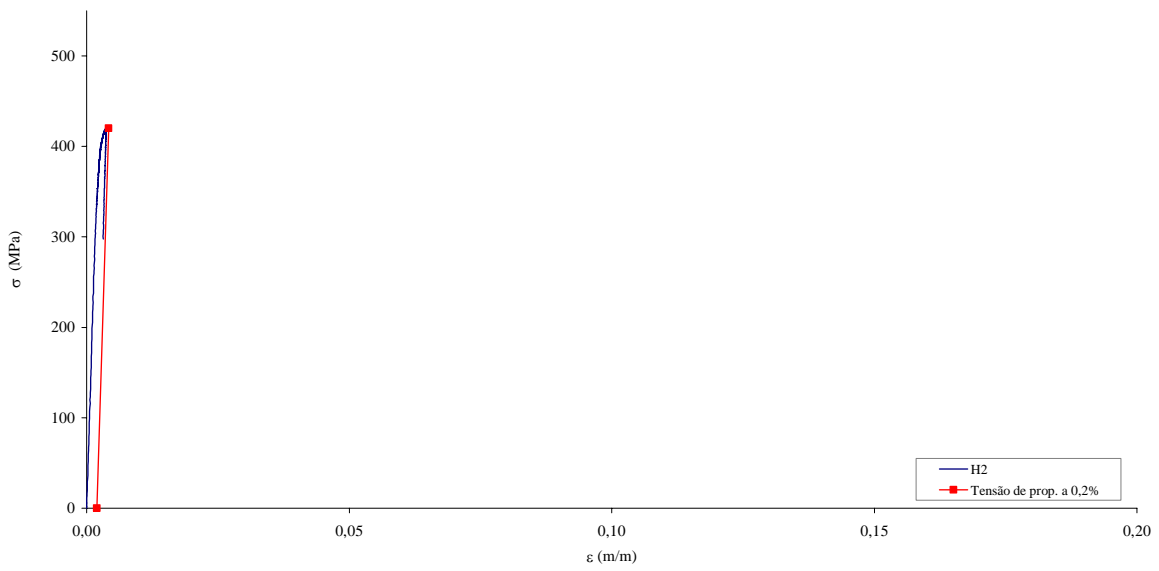
PROVETE G2



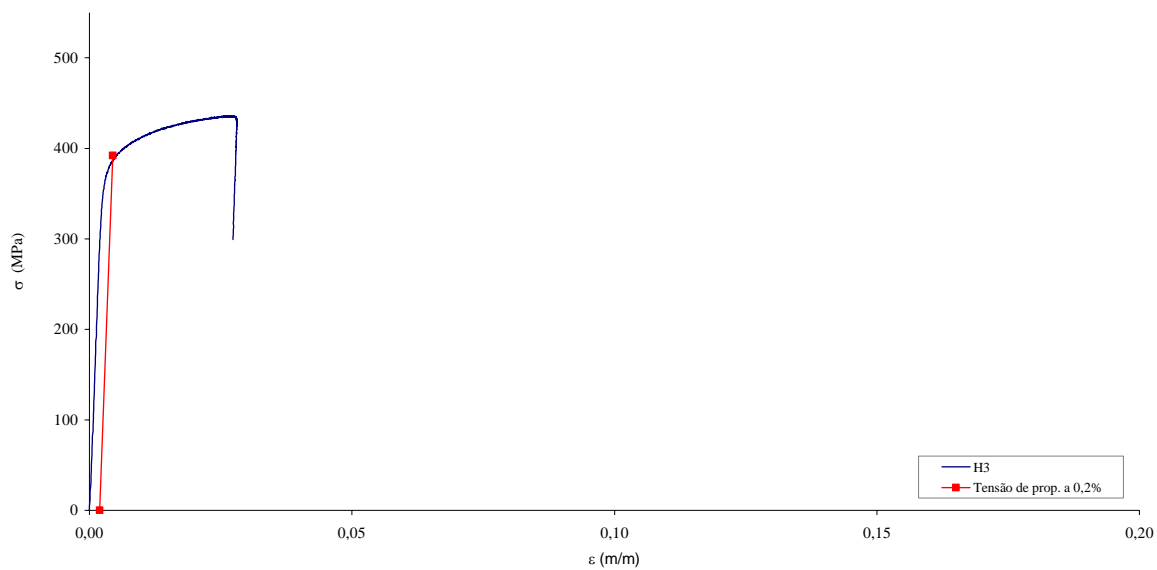
PROVETE H1



PROVETE H2



PROVETE H3



## **ANEXO C**

### **OBSERVAÇÕES AO MICROSCÓPIO ELECTRÓNICO**

No presente anexo é descrita a metodologia seguida na preparação dos provetes dos arames para observação ao ME e apresentado parte do registo fotográfico das secções observadas.

A preparação dos provetes foi realizada em três fases principais. Na primeira fase os provetes, depois de convenientemente cortados, foram mergulhados em acetona. A preparação que serviu de suporte às amostras era constituída por 15 partes de resina para 2 partes de endurecedor (em volume).

Passadas oito horas a reacção de polimerização já tinha ocorrido, pelo que foi possível desenformar os provetes e iniciar a segunda fase onde se realizou o polimento dos provetes, primeiro com uma lixa de carboneto de silício de grão crescente (320  $\mu\text{m}$  e 500  $\mu\text{m}$ ) e depois com um pano impregnado de diamantes de 6  $\mu\text{m}$  e em seguida de 1  $\mu\text{m}$ . Finalmente, a preparação foi atacada com uma solução de 4% de ácido nítrico em etanol o que permitiu que, passado algum tempo, a estrutura se revelasse sendo por isso possível a sua observação ao ME.

Nas figuras C.1 a C.4, apresentam-se fotografias de diferentes fases do processo de preparação das amostras e do ME utilizado.



Figura C.1 – Solidificação da preparação de resina e endurecedor.

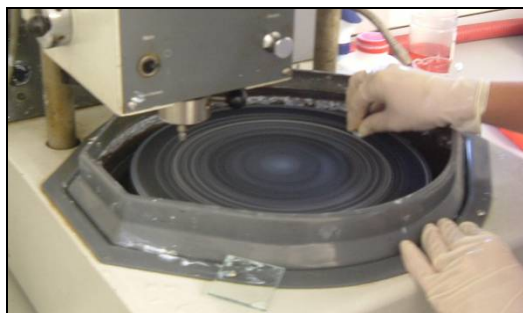


Figura C.2 – Polimento.

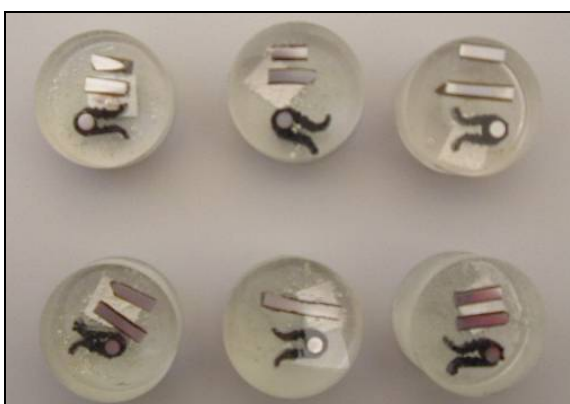


Figura C.3 – Aspecto final da preparação.



Figura C.4 – ME utilizado nas observações.

As figuras C.5 a C.38 apresentam as diferentes secções dos provetes observados onde consta uma secção transversal, designada por “Secção T” e, sempre que possível, duas secções longitudinais, designadas por “Secção L” e “Secção Ln”.



**AMOSTRA A:**



Figura C.5 – Secção T.

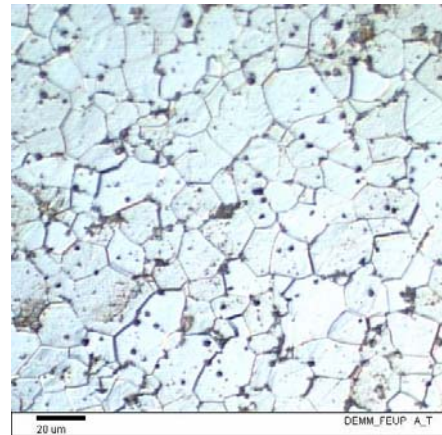


Figura C.6 – Secção T.



Figura C.7 – Secção L.



Figura C.8 – Secção L.

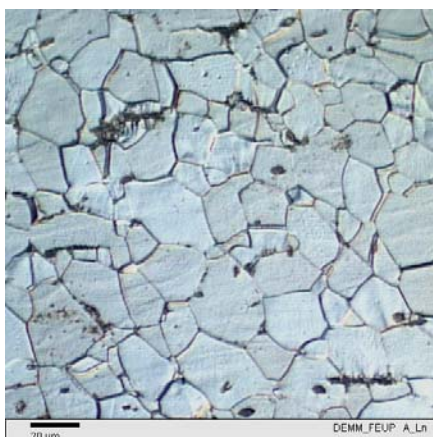


Figura C.9 – Secção Ln.

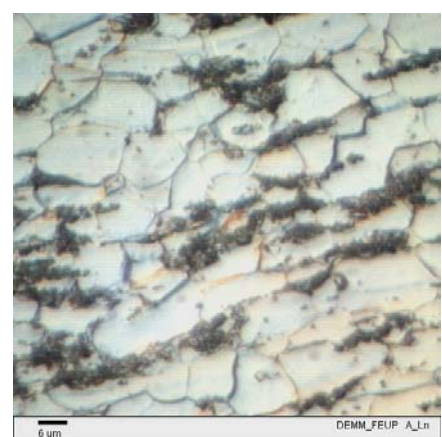


Figura C.10 – Secção Ln.

**AMOSTRA B:**

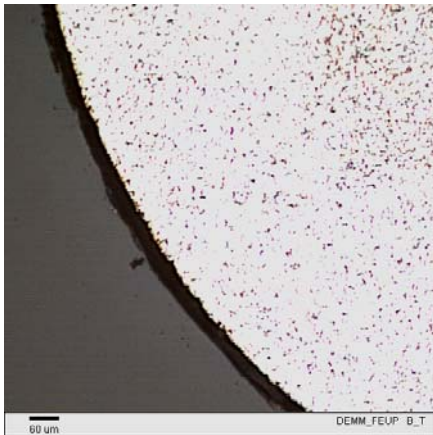


Figura C.11 – Secção T.



Figura C.12 – Secção T.

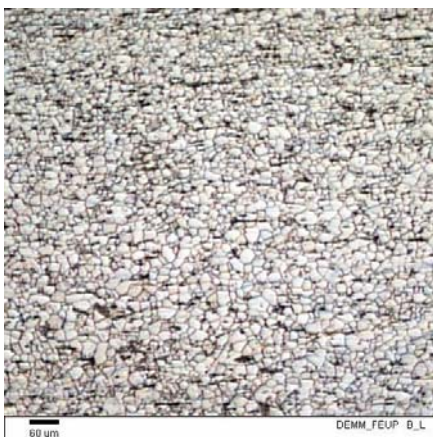


Figura C.13 – Secção L.



Figura C.14 – Secção L.

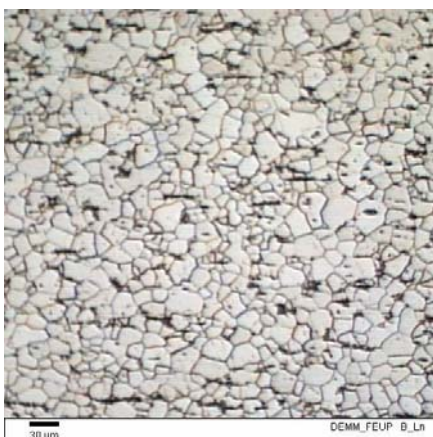


Figura C.15 – Secção Ln.

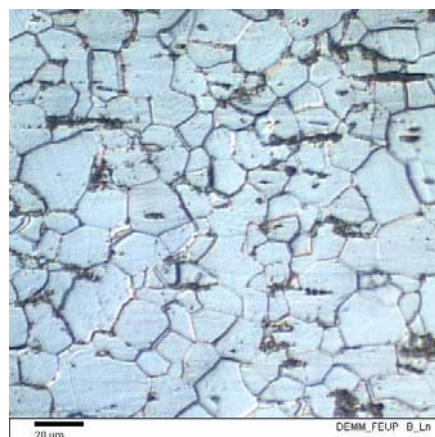


Figura C.16 – Secção Ln.

**AMOSTRA C:**

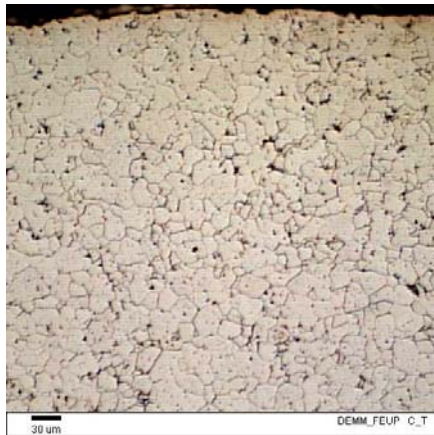


Figura C.17 – Secção T.

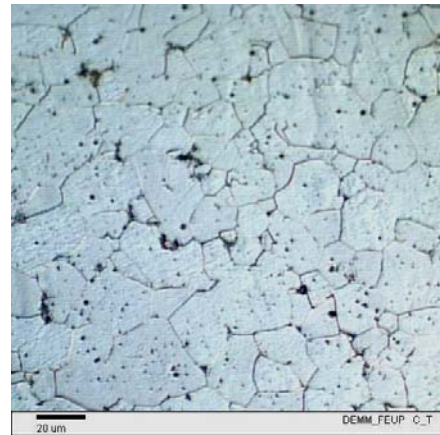


Figura C.18 – Secção T.



Figura C.19 – Secção L.

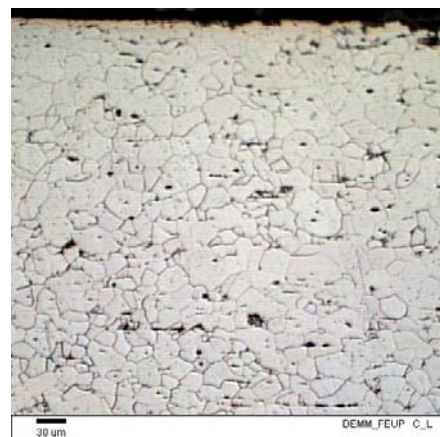


Figura C.20 – Secção L.

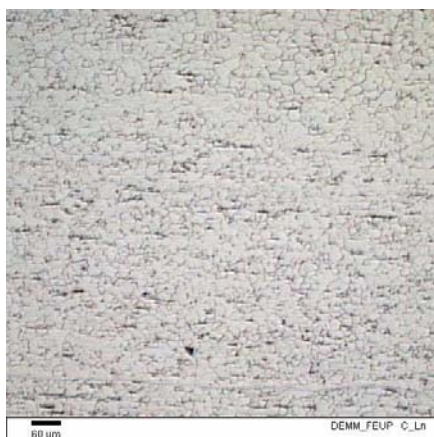


Figura C.21 – Secção Ln.

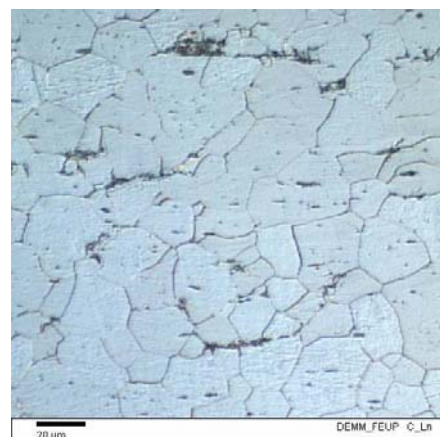


Figura C.22 – Secção Ln.

**AMOSTRA D:**

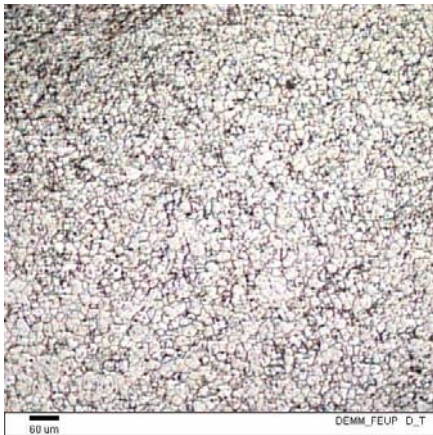


Figura C.23 – Secção T.

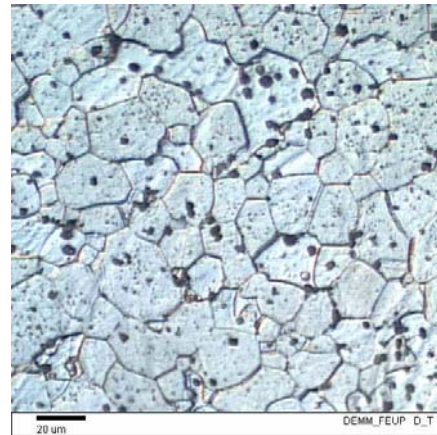


Figura C.24 – Secção T.



Figura C.25 – Secção L.

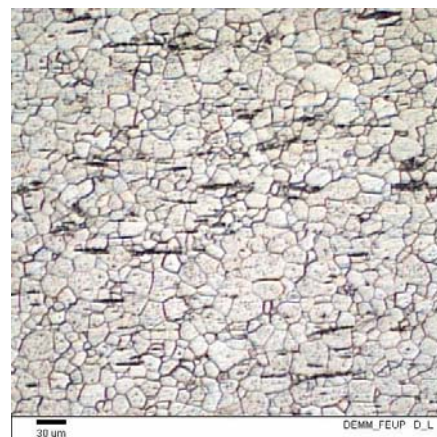


Figura C.26 – Secção L.

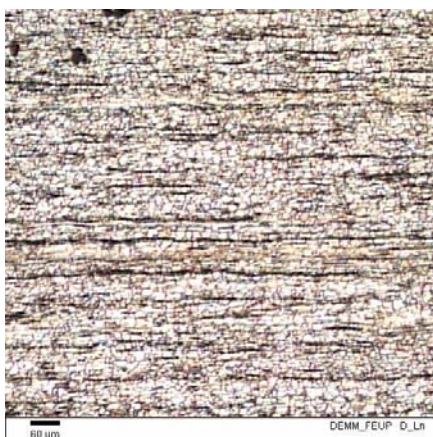


Figura C.27 – Secção Ln.



Figura C.28 – Secção Ln.

**AMOSTRA E:**

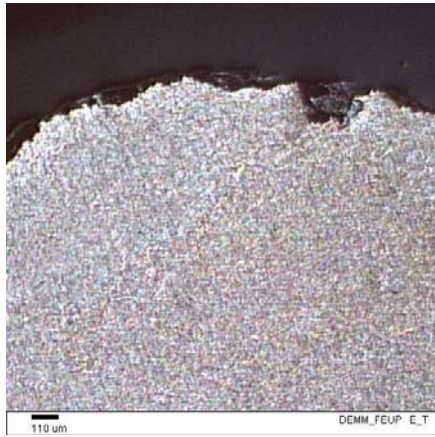


Figura C.29 – Secção T.

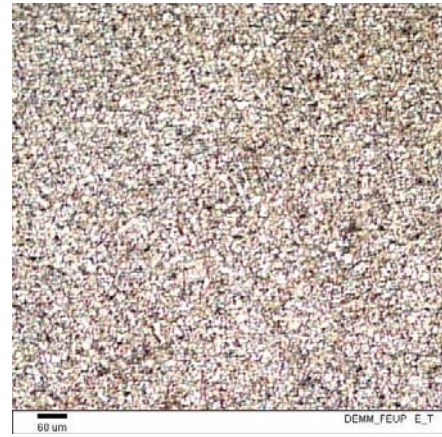


Figura C.30 – Secção T.

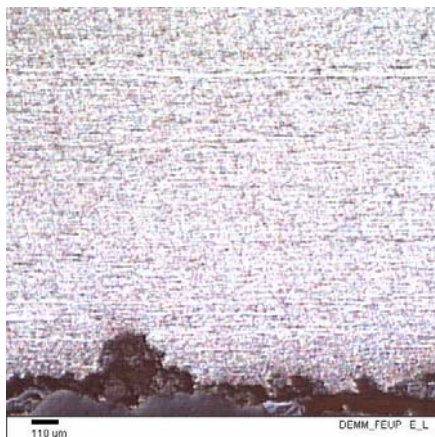


Figura C.31 – Secção L.

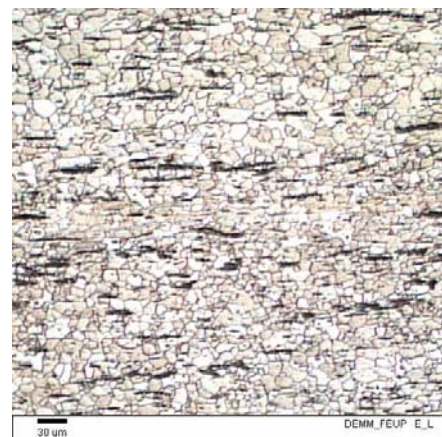


Figura C.32 – Secção L.

**AMOSTRA F:**



Figura C.33 – Secção T.

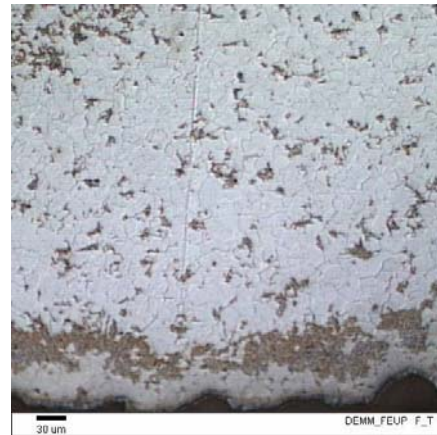


Figura C.34 – Secção T.



Figura C.35 – Secção L.

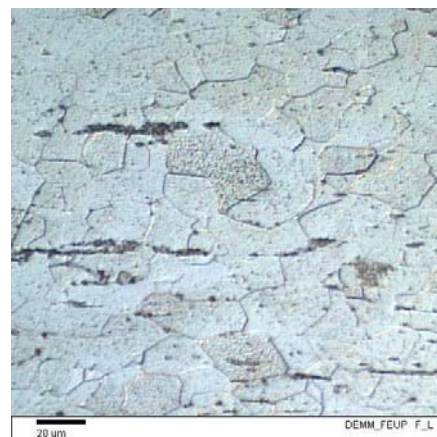


Figura C.36 – Secção L.

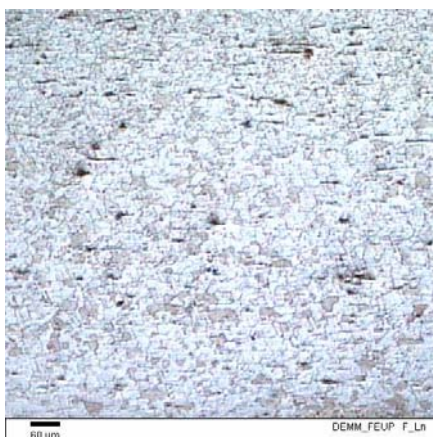


Figura C.37 – Secção Ln.



Figura C.38 – Secção Ln.

## ANEXO D

### DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA DAS MADEIRAS

Durante o mês de Junho de 2005, foi determinada a massa volúmica da madeira. Para a determinação deste parâmetro dispunha-se de 7 amostras.

As amostras utilizadas foram fotografadas de modo ao seu aspecto inicial poder ser relacionado com a massa volúmica obtida. Nas figuras D.1 a D.7 pode ver-se parte do registo fotográfico efectuado.



Figura D.1 – Amostra A.



Figura D.2 – Amostra B.



Figura D.3 – Amostra C.



Figura D.4 – Amostra D.



Figura D.5 – Amostra E.



Figura D.6 – Amostra F.





Figura D.7 – Amostra G

O quadro D.1 apresenta, para cada amostra, a sua proveniência, as suas dimensões e o número de provetes obtidos de cada uma.

Quadro D.1 – Proveniência, dimensões e número de provetes obtidos das amostras utilizadas.

Amostra	Proveniência	Dimensões			Número de provetes
		h (cm)	l (cm)	e (cm)	
A	Revestimento	24	7	5	5
B	Guardas	8	6	3	5
C	Revestimento	38	4	3	3
D	Barrotes	9	6	4	12
E	Barrotes	7	4	3	4
F	Barrotes	9	4	3	3
G	Tábuas	8	6	3	6

Ainda que se tentasse que as dimensões dos provetes fossem  $20 \times 20 \times 20 \text{mm}^3$  tal não foi possível. Assim, foi necessário medi-los rigorosamente com o auxílio de uma craveira com erro inferior a 0,1mm. O quadro D.2 apresenta as dimensões e a massa dos provetes.

Quadro D.2 – Dimensões e massa dos provetes.

Provete	h (cm)	l (cm)	e (cm)	V (cm <sup>3</sup> )	m <sub>1</sub> (g)	m <sub>2</sub> (g)	m <sub>3</sub> (g)	H (%)
A1	2,075	2,035	2,000	8,45	7,1	6,5	6,5	9,2
A2	2,045	2,040	1,875	7,82	6,8	6,1	6,1	11,5
A3	2,05	1,870	2,055	7,88	6,8	6,2	6,2	9,7
A4*	2,045	1,860	2,010	7,65	6,4	5,9	5,9	8,5
A5	2,370	1,970	2,045	9,55	8,4	7,6	7,6	10,5
B1	2,025	2,035	2,000	8,24	5,4	4,9	4,9	10,2
B2	2,020	2,050	2,045	8,47	5,8	5,3	5,3	9,4
B3	2,030	2,000	2,045	8,30	5,4	4,9	4,9	10,2
B4	2,040	2,010	2,020	8,28	5,6	5,2	5,2	7,7
B5	2,040	2,025	2,000	8,26	5,3	4,9	4,9	8,2
C1*	2,060	2,025	1,855	7,74	4,8	4,4	4,4	9,1
C2**	2,040	1,910	2,000	7,79	4,8	4,3	4,3	11,6
C3*	1,810	1,965	1,815	6,46	4,3	4,0	4,0	7,5
D1	2,020	2,010	1,945	7,90	5,5	5,0	5,0	10,0
D2	2,015	2,000	2,025	8,16	5,9	5,4	5,4	9,3
D3	1,940	2,045	2,040	8,09	5,9	5,4	5,4	9,3
D4*	2,020	2,040	2,010	8,28	5,5	5,0	5,0	10,0
D5	2,045	2,040	1,970	8,22	5,8	5,2	5,2	11,5
D6	2,010	2,030	1,975	8,06	5,6	5,0	5,1	9,8
D7*	2,045	2,035	1,975	8,22	5,5	5,1	5,1	7,8
D8	2,055	1,980	2,010	8,18	5,6	5,0	5,0	12,0
D9*	2,015	1,090	2,025	4,45	5,8	5,3	5,3	9,4
D10	2,030	2,040	1,945	8,06	5,4	4,8	4,9	10,2
D11	2,005	1,880	2,000	7,54	5,0	4,6	4,6	8,7
D12	1,940	2,000	2,045	7,94	5,4	4,8	4,8	12,5
E1	2,035	2,030	2,015	8,32	5,4	4,9	4,8	12,5
E2*	1,990	2,040	2,005	8,14	5,3	4,8	4,8	10,4
E3	2,040	1,985	2,035	8,24	5,5	5,0	5,0	10,0
E4*	1,955	2,000	2,015	7,88	5,1	4,6	4,6	10,9
F1*	1,970	1,970	2,015	7,82	3,0	2,7	2,7	11,1
F2**	1,860	1,880	2,035	7,12	3,0	2,7	2,7	11,1
F3**	1,925	2,000	1,945	7,49	2,6	2,4	2,4	8,3
G1	1,915	1,950	1,965	7,34	4,9	4,4	4,4	11,4
G2	2,000	2,020	1,925	7,78	5,1	4,6	4,6	10,9
G3	1,910	2,000	2,020	7,72	4,8	4,4	4,4	9,1
G4	1,925	2,005	2,010	7,76	4,8	4,3	4,3	11,6
G5	1,960	2,015	2,000	7,90	4,8	4,4	4,4	9,1
G6	1,445	2,995	2,000	8,66	3,7	3,3	3,3	12,1

\* provete com algumas fendas

\*\*Provete com anomalias susceptíveis de alterar os resultados finais.

De seguida, os provetes foram colocados a secar em estufa à temperatura de  $103^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ , até estabilizar a sua massa de forma a determinar o teor em água. Seguiu-se a norma NP 614 segundo a qual um provete é considerado seco quando a diferença entre duas pesagens consecutivas intervaladas de 2h é inferior a 0,5% da sua massa.

Através do ábaco de Koolmann, que se apresenta na figura D.8, determinou-se, de forma expedita, a massa volúmica dos provetes.

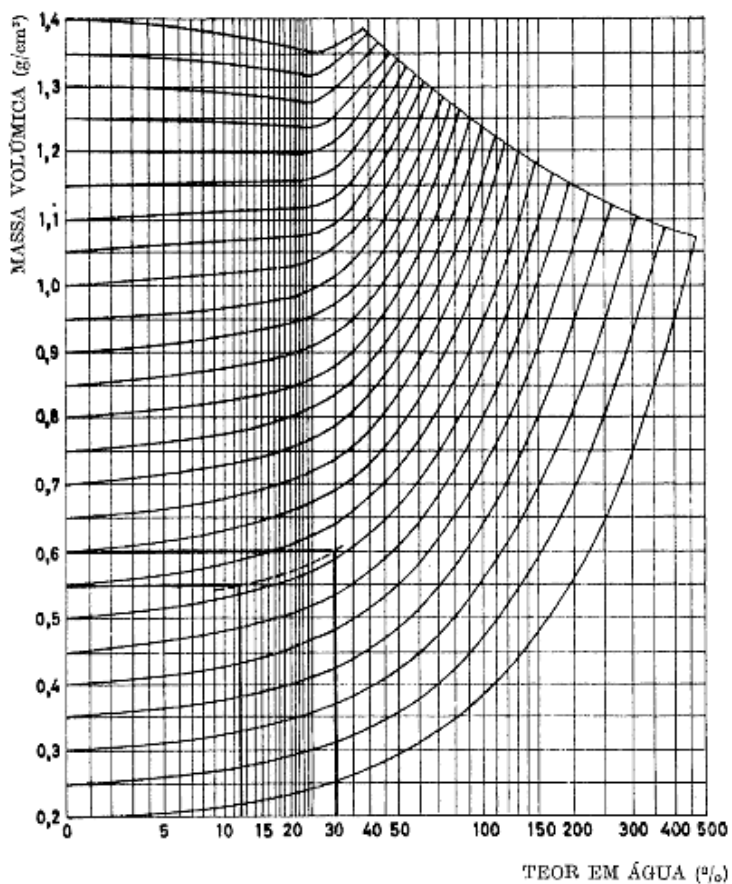


Figura D.8 – Ábaco de Kollmann

Os resultados apresentam-se, detalhadamente, no quadro D.3. Refira-se que  $\rho_1$  corresponde à massa volúmica inicial do provete e  $\rho_3$  corresponde à massa volúmica determinada com a massa  $m_3$  (depois de atingido o equilíbrio de massa).

Quadro D.3 – Resultados obtidos para cada provete.

<b>Provete</b>	<b>H (%)</b>	<b><math>\rho_1</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\rho_3</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\rho_{(12\%)}</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>
A1	9,2	0,84	0,77	0,85
A2	11,5	0,87	0,78	0,87
A3	9,7	0,86	0,79	0,87
A4*	8,5	0,84	0,77	0,84
A5	10,5	0,88	0,80	0,90
B1	10,2	0,66	0,59	0,67
B2	9,4	0,68	0,63	0,69
B3	10,2	0,65	0,59	0,66
B4	7,7	0,68	0,63	0,69
B5	8,2	0,64	0,59	0,66
C1*	9,1	0,62	0,57	0,63
C2**	11,6	0,62	0,55	0,62
C3*	7,5	0,67	0,62	0,69
D1	10,0	0,70	0,63	0,71
D2	9,3	0,72	0,66	0,73
D3	9,3	0,73	0,67	0,74
D4*	10,0	0,66	0,60	0,67
D5	11,5	0,71	0,63	0,71
D6	9,8	0,69	0,63	0,70
D7*	7,8	0,67	0,62	0,69
D8	12,0	0,68	0,61	0,68
D9*	9,4	0,75	0,68	0,76
D10	10,2	0,67	0,61	0,68
D11	8,7	0,66	0,61	0,67
D12	12,5	0,68	0,60	0,68
E1	12,5	0,65	0,58	0,68
E2*	10,4	0,65	0,59	0,66
E3	10,0	0,67	0,61	0,68
E4*	10,9	0,65	0,58	0,66
F1*	11,1	0,38	0,35	0,38
F2**	11,1	0,42	0,38	0,42
F3**	8,3	0,35	0,32	0,36
G1	11,4	0,67	0,60	0,67
G2	10,9	0,66	0,59	0,67
G3	9,1	0,62	0,57	0,63
G4	11,6	0,62	0,55	0,62
G5	9,1	0,61	0,56	0,62
G6	12,1	0,43	0,38	0,43